



TUGAS AKHIR–RC14-1501

**PERENCANAAN EMBUNG OHAINOL DI DESA OHAINOL
KABUPATEN MALUKU TENGGARA**

ZAKIYATUN NAFISAH
NRP 3113 100 019

Dosen Pembimbing I
Dr.techn. Umboro Lasminto,ST.,M.Sc

Dosen Pembimbing II
Dr. Ir. Edijatno

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2017



TUGAS AKHIR–RC14-1501

PERENCANAAN EMBUNG OHOINOL DI DESA OHOINOL KABUPATEN MALUKU TENGGARA

ZAKIYATUN NAFISAH
NRP 3113 100 019

Dosen Pembimbing I
Dr.techn. Umboro Lasminto,ST.,M.Sc

Dosen Pembimbing II
Dr. Ir. Edijatno

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2017



FINAL PROJECT–RC14-1501

**DESIGN OF *EMBUNG* (SMALL DAM) AT OHOINOL
VILLAGE OF SOUTHEAST MALUKU**

ZAKIYATUN NAFISAH
NRP 3113 100 019

Supervisor I
Dr.techn. Umboro Lasminto,ST.,M.Sc

Supervisor II
Dr. Ir. Edijatno

CIVIL ENGINEERING DEPARTMENT
Faculty of Civil Engineering and Planning
Sepuluh Nopember Institute of Technology
Surabaya 2017

LEMBAR PENGESAHAN

PERENCANAAN EMBUNG OHAINOL DI DESA OHAINOL KABUPATEN MALUKU TENGGARA

TUGAS AKHIR

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat Memperoleh Gelar
Sarjana Teknik
Pada

Program Studi S-1 Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh:

ZAKIYATUN NAFISAH

NRP 3113100019

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir :

1. Dr. Techn. Umboro L.,ST.,M. Sc (Pembimbing I)

2. Dr.Ir.Edijatno (Pembimbing II)

SURABAYA
JULI, 2017

Halaman ini sengaja dikosongkan

PERENCANAAN EMBUNG OHOINOL DI DESA OHOINOL KABUPATEN MALUKU TENGGARA

Nama : Zakiyatun Nafisah
NRP : 3113100019
Jurusan : Teknik Sipil FTSP - ITS
Dosen Pembimbing : Dr.techn.Umboro Lasminto,ST.,MSc
Dr.Ir. Edijatno

ABSTRAK

Desa Ohoinol di Maluku Tenggara sering mengalami masalah kekurangan ketersediaan air pada saat musim kemarau. Untuk mengatasi masalah tersebut maka direncanakan untuk dibangun suatu tampungan air yakni embung yang akan berfungsi menampung air saat musim hujan sehingga air dapat digunakan saat musim kemarau.

Untuk merencanakan embung dilakukan beberapa analisis. Analisis tersebut meliputi analisis hujan rencana menggunakan distribusi Log Pearson Tipe III , analisis banjir rencana menggunakan metode hidrograf Nakayasu, analisis debit andalan menggunakan metode Mock dan analisis kebutuhan air penduduk Desa Ohoinol. Kebutuhan air terdiri dari kebutuhan air baku domestik dan non domestik dan irigasi. Selain itu dilakukan analisis keseimbangan air menggunakan kapasitas embung untuk melihat apakah tampungan embung mampu memenuhi kebutuhan air, analisis penelusuran banjir menggunakan metode penelusuran waduk dan analisis terhadap keamanan konstruksi bangunan embung.

Dari analisis yang telah dilakukan diperoleh besar debit banjir sebesar $10.90 \text{ m}^3/\text{s}$. Nilai rata-rata debit andalan $0.003 \text{ m}^3/\text{s}$ untuk Q90% dan $0.015 \text{ m}^3/\text{s}$ untuk Q50%. Kebutuhan air Desa Ohoinol sebesar 30,990 l/hari untuk air domestik dan 6,260 l/hari non domestik. Nilai tampungan mati embung ohoinol sebesar $12,317.19 \text{ m}^3$ dan tampungan efektif $69,797.40 \text{ m}^3$. Analisis keseimbangan air yang telah dilakukan menunjukkan embung mampu memenuhi kebutuhan air desa ohoinol. Dari analisis- analisis tersebut maka tubuh embung direncanakan berada pada

elevasi dasar +15.00 m sampai elevasi puncak +25.00 m. Tinggi total tubuh embung adalah 10 dengan kemiringan hulu 2.5 dan kemiringan hilir 2.0. Bangunan pelimpah embung menggunakan mercu tipe ogge, berada pada elevasi +23.00 m dengan lebar mercu 4.0 m. Dari analisis penelusuran banjir, elevasi muka air banjir pada +23.86 m. Kolam olak untuk meredam energi menggunakan USBR tipe III. Konstruksi tubuh embung dan pelimpah telah dianalisis keamanannya dan dinyatakan aman dalam kondisi muka air normal dan muka air banjir.

Kata kunci : embung, Maluku Tenggara, Ohoinol,

DESIGN OF *EMBUNG* (SMALL DAM) AT OHOINOL VILLAGE OF SOUTHEAST MALUKU

Name : Zakiyatun Nafisah
NRP : 3113100019
Department : Civil Engineering FTSP - ITS
Supervisor : Dr.techn.Umboro Lasminto, ST., MSc
Dr.Ir. Edijatno

ABSTRACT

Ohoinol village in Southeast Maluku suffers from lack of water availability during the dry season. In order to solve the problem, a water reservoir is planned to be built. The reservoir will stores water during rainy season so the saved water can be used during dry season.

Several analyses are done in this reservoir design. The analyses are including rainfall analysis using Log Pearson Type III distribution, flood discharge design using Nakayasu method, water discharge availability using FJ Mock method and water demand analysis of Ohoinol village. The water demand consists of raw-water domestic and non-domestic and irrigation. Then, there are analyses of water balance using reservoir capacity to find out whether the reservoir storage could fulfills the water demand, flood routing analysis used reservoir routing method and stability analysis of reservoir construction to make sure the safety of the construction.

From the analyses, flood discharge is obtained to be equal to 10.90 m³/s. Average value of dependable discharge is 0.003 m³/s for Q90% and 0.015 m³/s for Q50%. Water demand of Ohoinol Village is 30,990 l/day for domestic water and 6,260 l/day for non-domestic water. The dead storage of Ohoinol reservoir is 12,317.19 m³ and the effective storage is 69,797.40 m³. Water balance analysis shows that the reservoir can fulfills the water demand. From those analyses, the dam construction is planned for 10 m height. The base elevation is at +15.00 m and the crest elevation is at +25.00 m with upstream slope equal to

1:2.5 and downstream slope equal to 1:2.0. The spillway is using ogee type with 4.0 m widths for its fall and its crest elevation is at +23.00 m. From flood routing analysis, the water level during the flood is at +23.86 m elevation. Stilling basin is using USBR type III. The dam Construction and spillway has been analyzed and they are safe in both normal water level and flood water level condition.

Keywords: *Ohoinol, Reservoir, Southeast Maluku*

KATA PENGANTAR

Assalamualaikum wr.wb

Puji syukur kepada Allah SWT atas berkat dan rahmat-Nya penyusunan laporan tugas akhir yang berjudul Perencanaan Embung Di Desa Ohoinol Kabupaten Maluku Tenggara dapat diselesaikan tepat pada waktunya.

Tugas akhir ini disusun untuk memenuhi persyaratan akademis dalam rangka penyelesaian studi di Departemen Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya.

Dalam kesempatan ini penulis ingin mengucapkan terimakasih kepada pihak-pihak yang telah membantu dalam penyusunan laporan tugas akhir ini, yakni terimakasih kepada:

1. Bapak Dr.Techn.Umboro Lasminto,St.,MSc selaku dosen wali serta dosen pembimbing I dalam penyusunan laporan tugas akhir ini.
2. Bapak Dr.Ir. Edijatno selaku pembimbing II dalam penyusunan laporan tugas akhir ini
3. Bapak dan Ibu dosen Jurusan Teknik Sipil yang telah memberikan banyak ilmu kepada penulis.
4. Kedua orang tua dan keluarga yang selalu memberikan doa serta dukungan kepada penulis.
5. Teman-teman Jurusan Teknik Sipil angkatan 2013 yang senantiasa memberikan dukungan, bantuan dan doa kepada penulis.
6. Semua pihak yang tidak bisa penulis sebutkan satu persatu yang telah memberikan bantuan secara suka rela.

Akhir kata, semoga laporan tugas akhir ini dapat bermanfaat bagi penulis maupun pembaca untuk menambah pengetahuan dalam bidang tekhn sipil khususya yang berkaitan dengan perencanaan embung. Penulis menyadari sepenuhnya bahwa masih banyak kekurangan dalam penulisan laporan tugas akhir ini. Untuk itu penulis mengharapkan kritik dan saran dari

semua pihak untuk sehingga penulis dapat menyempurnakan laporan tugas akhir ini.

Surabaya, 2017

Penulis.

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL	I
<i>TITTLE PAGE</i>	II
LEMBAR PENGESAHAN	III
ABSTRAK	V
ABSTRACT	VII
KATA PENGANTAR	IX
DAFTAR ISI	XI
DAFTAR GAMBAR	XV
DAFTAR TABEL	XIX
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	4
1.3 Batasan Masalah	4
1.4 Tujuan	5
1.5 Manfaat	5
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	7
2.1 Analisis Hujan Rancangan	7
2.1.1 Distribusi normal	8
2.1.2 Distribusi gumbel	9
2.1.3 Distribusi log pearson III	10
2.2 Uji Kecocokan Distribusi Frekuensi Curah Hujan	10
2.2.1 Uji chi-kuadrat	10
2.2.2 Uji Smirnov-Kolmogorov	11
2.3 Analisis Debit Banjir	13
2.3.1 Metode rasional Mononobe	13
2.3.2 Metode Haspers	14
2.3.3 Metode Der Weduwen	15
2.3.4 Hidrograf satuan sintetik Nakayasu	17
2.3.5 Hidrograf satuan sintetik Snyder	18
2.3.6 Hidrograf satuan sintetik ITB-I dan ITB-2	19
2.3.7 Hidrograf satuan sintetik GAMA 1	20
2.4 Evapotranspirasi	21
2.5 Analisis Debit Andalan	21
2.5.1 NRECA	21

2.5.2	F.J. Mock	24
2.6	Analisis Kebutuhan Air Penduduk	25
2.7	Analisis Keseimbangan Air	26
2.8	Perhitungan Flood Routing	26
2.9	Perencanaan Bangunan Pelimpah/<i>Spillway</i>	27
2.9.1	Saluran Pengarah Aliran	28
2.9.2	Saluran Pengatur Aliran	29
2.9.3	Saluran Transisi Dan Saluran Peluncur	32
2.9.4	Peredam Energi	35
2.10	Perencanaan Tubuh Embung	39
2.10.1	Tinggi Jagaan	39
2.10.2	Lebar Mercu Embung	39
2.11	Analisis Stabilitas Pelimpah	40
2.11.1	Gaya-gaya yang bekerja	40
2.11.2	Kontrol stabilitas	41
2.12	Analisis Stabilitas Tubuh Embung	42
2.12.1	Stabilitas Lereng Tubuh Embung	44
2.12.2	Stabilitas Terhadap Aliran Filtrasi Pada Tubuh Embung	45
BAB III	METODOLOGI	49
3.1	Tahap Persiapan Dan Pengumpulan Data	49
3.2	Tahap Pengolahan Data	50
3.2.1	Pengolahan data topografi	50
3.2.2	Pengolahan data hujan	50
3.2.3	Pengolahan data klimatologi	50
3.2.4	Pengolahan data penduduk	51
3.3	Tahap Desain, Analisis Dan Kesimpulan	51
BAB IV	ANALISIS HIDROLOGI	53
4.1	Analisis Hujan Rencana	53
4.1.1	Uji kecocokan chi-kuadrat	57
4.1.2	Uji kecocokan smirnov-kolmogorov	59
4.1.3	Perhitungan hujan rencana periode ulang	61
4.1.4	Perhitungan curah hujan efektif setiap jam	63
4.2	Analisis Hidrograf Satuan	66
4.2.1	Hidrograf satuan sintetik Nakayasu	66

4.2.2	Hydrograf satuan sintetik Snyder	73
4.3	Analisis Ketersediaan Air	80
4.3.1	Perhitungan evapotranspirasi	80
4.4	Analisis Kebutuhan Air	85
4.4.1	Kebutuhan Air Penduduk Ohoinol	85
4.4.2	Kebutuhan Irigasi Penduduk Ohoinol	89
4.4.3	Keseimbangan Air	92
4.5	Analisis Penelusuran Banjir	99
BAB V	PERENCANAAN EMBUNG	103
5.1	Perencanaan Pelimpah	103
5.1.1	Perencanaan saluran pengarah aliran	103
5.1.2	Perencanaan mercu pelimpah	103
5.1.3	Perencanaan saluran peluncur	106
5.1.4	Perencanaan bangunan peredam energi	109
5.2	Analisis Stabilitas Pelimpah	110
5.2.1	Analisis stabilitas pelimpah muka air normal tanpa beban gempa	112
5.2.2	Analisis stabilitas bangunan pelimpah muka air normal dengan beban gempa	116
5.2.3	Analisis stabilitas bangunan pelimpah muka air banjir +24.00 tanpa gaya gempa	118
5.2.4	Analisis stabilitas bangunan pelimpah muka air banjir dengan beban gempa	123
5.3	Perencanaan Tubuh Embung	126
5.4	Analisis Garis Depresi	126
5.5	Analisis Stabilitas Tubuh Embung	129
BAB VI	KESIMPULAN	1455
DAFTAR PUSTAKA		147
LAMPIRAN	ERROR! BOOKMARK NOT DEFINED.	

Halaman ini sengaja dikosongkan

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1. 1 Peta Wilayah Administratif Kabupaten Maluku Tenggara.....	3
Gambar 1. 2 Aliran Sungai Di Lokasi Embung Ohoinol	3
Gambar 1. 3 Tebing Sandaran Kanan Dan Kiri Lokasi Rencaan Embung Ohoinol	4
Gambar 2. 1 Diagram Alir Analisis Metode Mock	25
Gambar 2. 2 Skema Sebuah Tipe Bagunan Peimpah Pada Bendungan.....	28
Gambar 2. 3 Saluran Pengarah Aliran Dan Ambang Pengatur Debit Pada Sebuah Bangunan Pelimpah	29
Gambar 2. 4 Koefisien Limpahan Dari Berbagai Tipe Bendung (Yang Dipengaruhi Oleh Kedalaman Air Dalam Saluran Pengarah).....	30
Gambar 2. 12 Panjang Loncatan Hidrolis Pada Kolam Olakan Datar Tipe I, Ii Dan Iii.....	38
Gambar 2. 13 Beberapa Istilah Untuk Bendungan Urugan.....	39
Gambar 2. 14 Berat Bahan Yang Terletak Di Bawah Garis Depresi	43
Gambar 2. 15 Beberapa Skema Pemebebanan Oleh Tekanan- Tekanan Hidrostatik Pada Bidang Datar.....	44
Gambar 3. 1 Diagram Alir Perencanaan Embung Ohoinol	52
Gambar 4. 1 Grafik Intensitas Hujan Efektif Tiap Jam.....	65
Gambar 4. 2 Hidrograf Banjir Metode Nakayasu	73
Gambar 4. 3 Hidrograf Banjir Metode Snyder.....	79
Gambar 4. 4 Grafik Hubungan Antara Elevasi, Volume Dan Luas Genangan.....	93
Gambar 4. 5 Hidrograf <i>Inflow, Outflow</i> Dan Elevasi Muka Air	101
Gambar 5. 1 Pelimpah Tipe Ogee	104
Gambar 5. 2 Bagian Bangunan Pelimpah	106
Gambar 5. 3 Ilustrasi Pembagian Gaya Pada Pelimpah	114
Gambar 5. 4 Ilustrasi Pembagian Gaya Pada Pelimpah Muka Air Banjir	119
Gambar 5. 5 Garis Depresi Aliran Air Pada Elevasi +23.86 M	128

Gambar 5. 6 Garis Depresi Aliran Air Pada Elevasi +19.43 M	129
Gambar 5. 7 Kotak Dialog <i>Keyin Analyses</i>	130
Gambar 5. 8 Pengaturan Lembar Kerja Pada Menu <i>Set</i>	132
Gambar 5. 9 Gambar Embung Dan Pembagian Zona	132
Gambar 5. 10 Kotak Dialog <i>Keyin Material</i>	133
Gambar 5. 11 Kotak Dialog Untuk Mendefinisikan Material Pada Embung.....	133
Gambar 5. 12 Bendung Yang Telah Terdefiniskan Materialnya	134
Gambar 5. 13 Contoh Penggambaran Garis Muka Air Dan Garis Depresi.....	134
Gambar 5. 14 Kotak Dialog Untuk Memasukkan Beban Gempa	135
Gambar 5. 15 Contoh Posisi Grid Dan Radius Pada Analisa Saat Setelah Selesai Konstruksi.....	135
Gambar 5. 16 Hasil Analisis Bidang Longsor Bagian Hulu Saat Embung Kosong	136
Gambar 5. 17 Bagian Hulu Saat Embung Kosong Sf 1.683.....	136
Gambar 5. 18 Bagian Hulu Saat Embung Kosong Sf 1.966.....	137
Gambar 5. 19 Bagian Hulu Saat Embung Kosong Dengan Beban Gempa Sf 1.24	137
Gambar 5. 20 Bagian Hilir Saat Embung Kosong Dengan Beban Gempa Sf 1.301	138
Gambar 5. 21 Bagian Hulu Saat Elev. +23.86 M Sf 1.863.....	138
Gambar 5. 22 Bagian Hilir Saat Elev. +23.86 M Sf1.734	139
Gambar 5. 23 Bagian Hulu Saat Elev.+23.86 M Dengan Beban Gempa Sf 1.134	139
Gambar 5. 24 bagian Hilir Saat Elev.+23.86 M Dengan Beban Gempa Sf 1.371	140
Gambar 5. 25 Bagian Hulu Saat Elev. +19.43 M Sf 1.431.....	140
Gambar 5. 26 Bagian Hilir Saat Elev. +19.43 M Sf 1.528	141
Gambar 5. 27 Bagian Hulu Saat Elev. +19.43 M Dengan Beban Gempa Sf 1.134	141
Gambar 5. 28 Bagian Hilir Saat Elev. +19.43 M Dengan Beban Gempa Sf 1.171	142

Gambar 5. 29 Penurunan Tiba-Tiba Bagian Hulu Sf 1.126	142
Gambar 5. 30 Penurunan Tiba-Tiba Bagian Hilir Sf 1.308.....	143

Halaman ini sengaja dikosongkan

DAFTAR TABEL

Tabel 2. 1 Sifat Khas Parameter Statistik	8
Tabel 2. 3 Nilai Do Kritis Untuk Uji Smirnov-Kolmogorov	12
Tabel 2. 4 Harga Koefisien Aliran Dilihat Dari Keadaan Daerah Alirannya	13
Tabel 4. 1 Data Hujan Harian Maksimum 2001-2015	53
Tabel 4. 2 Perhitungan Parameter Statistika Data Hujan	54
Tabel 4. 3 Perhitungan Parameter Statistika Log Data Hujan	55
Tabel 4. 4 Syarat Dan Penentuan Jenis Distribusi Hujan	56
Tabel 4. 5 Data Hujan Urutan Besar Ke Kecil	57
Tabel 4. 6 Nilai Batasan Interval Kelas (X)	58
Tabel 4. 7 Hasil Perhitungan O_i , $(O_i - E_i)^2$ Dan $(O_i - E_i)^2/E_i$	59
Tabel 4. 8 Hasil Perhitungan Nilai D Maksimum	61
Tabel 4. 9 Hasil Perhitungan Nilai Karakteristik (K)	62
Tabel 4. 10 Hasil Perhitungan Hujan Periode Ulang	63
Tabel 4. 11 curah Hujan Efektif R_{24}	64
Tabel 4. 12 Tinggi Hujan Efektif Tiap Jam	65
Tabel 4. 13 Hasil Perhitungan Koordinat Hidrograf	67
Tabel 4. 14 Hasil Perhitungan Koordinat Hidrograf Terkoreksi	68
Tabel 4. 15 Hasil Perhitungan Debit Banjir Metode Nakayasu Periode Ulang 100 Tahun	70
Tabel 4. 16 Hasil Perhitungan Koordinat Hidrograf Snyder	74
Tabel 4. 17 Hasil Perhitungan Koreksi Koordinat Snyder	75
Tabel 4. 18 Hasil Perhitungan Debit Banjir Metode Snyder Periode Ulang 100 Tahun	77
Tabel 4. 19 Rekap Data Klimatologi	80
Tabel 4. 20 Perhitungan Evapotranspirasi Penman	83
Tabel 4. 21 Hasil Perhitungan Debit Andalan Ohoinol	84
Tabel 4. 22 Rekap Hasil Perhitugnan Debit Andalan 90%	85
Tabel 4. 23 Hasil Perhtiungan Proyeksi Penduduk Desa Ohoinol	86
Tabel 4. 24 Data Jumlah Fasilitas Umum Desa Ohoinol	87
. Tabel 4. 25 Kebutuhan Air Bersih Untuk Kota Kategori V (Desa)	88

Tabel 4. 26 Perhitungan Kebutuhan Air Non Domestik.....	88
Tabel 4. 27 Perhitungan Kebutuhan Air Irigasi.....	90
Tabel 4. 28 Hubungan Antara Elevasi, Volume Dan Luas Genangan.....	92
Tabel 4. 29 Perhitungan Keseimbangan Air Embung Ohoinol Untuk Kebutuhan Air Baku.....	95
Tabel 4. 31 Hubungan Anta Elevasi-Tampung-an-Debit	99
Tabel 4. 32 Perhitungan Penelusuran Banjir	100
Tabel 5. 1 Koordinat Lengkung Pelimpah.....	105
Gambar 5. 2 Bagian Bangunan Pelimpah.....	106
Tabel 5. 2 Perhitungan Gaya Angkat Muka Air Normal +23.00	112
Tabel 5. 3 Perhitungan Gaya Gempa Yang Bekerja Pada Pelimpah	114
Tabel 5. 4 Perhitungan Gaya Yang Bekerja Pada Pelimpah	117
Tabel 5. 6 Perhitungan Gaya Angkat Pada Saat Muka Air Banjir	119
Tabel 5. 7 Perhitungan Gaya Yang Bekerja Pada Pelimpah Muka Air Banjir.....	121
Tabel 5. 8 Perhitungan Gaya Yang Bekerja Pada Pelimpah	124
Tabel 5. 10 Data Tanah Timbunan Dan Tanah Dasar	126
Tabel 5. 12 Koordinat Hasil Perhitungan Persamaan Garis Depresi Elevasi Air +19.43 M.....	129
Tabel 6. 1 Rekap Kebutuhan Air Untuk Irigasi	145

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Kabupaten Maluku Tenggara merupakan bagian dari provinsi Maluku yang secara astronomis terletak antara $5^{\circ} 12' 19,427''$ – $6^{\circ} 6' 18,275''$ Lintang Selatan dan $132^{\circ} 21' 39,082''$ – $133^{\circ} 15' 31,443''$ Bujur Timur. Kabupaten Maluku Tenggara terdiri dari satu gugusan kepulauan, yakni gugusan Kepulauan Kei. Kepulauan Kei terdiri dari dua pulau besar yakni Pulau Kei Kecil dan Pulau Kei Besar. Luas total wilayah Kabupaten Maluku Tenggara $\pm 4.178,61 \text{ Km}^2$. Sedangkan untuk luas Pulau Kei Kecil memiliki keseluruhan luas $392,50 \text{ Km}^2$ dan Pulau Kei Besar $479,18 \text{ Km}^2$. Karena bentuk wilayah Kabupaten Maluku Tenggara yang berbentuk gugusan kepulauan, maka secara geografis Kabupaten Maluku Tenggara berbatasan dengan Laut Arafura di bagian Selatan, Laut Banda di bagian Utara dan Barat serta Laut Aru di bagian Timur.

Kabupaten Maluku Tenggara terbagi menjadi 11 kecamatan. Satu diantara 11 kecamatan tersebut yakni Kecamatan Kei Kecil Timur. Kecamatan Kei Kecil Timur terletak pada Pulau Kei Kecil. Sesuai dengan namanya, Kecamatan Kei Kecil Timur terletak dibagian timur pulau Kei Kecil. Secara geografis Kecamatan Kei Kecil Timur berbatasan dengan Kecamatan Kei Kecil disebelah utara, Kecamatan Hoat Sorbay disebelah barat, Kecamatan Kei Kecil Timur Selatan disebelah selatan dan Kecamatan Kei Besar Selatan Barat disebelah timur. Kecamatan Kei Kecil Timur terdiri dari 18 Desa. Penduduk Kecamatan Kei Kecil Timur sebagian besar berprofesi sebagai petani.

Kondisi iklim di Kabupaten Maluku Tenggara dipengaruhi oleh Laut Banda, Laut Arafura dan Samudera Indonesia serta dibayangi oleh Pulau Irian dibagian timur dan Benua Australia dibagian selatan. Kabupaten Maluku Tenggara memiliki musim yang teratur. Musim timur terjadi dari bulan April sampai Oktober dan musim barat terjadi dari Oktober sampai Februari.

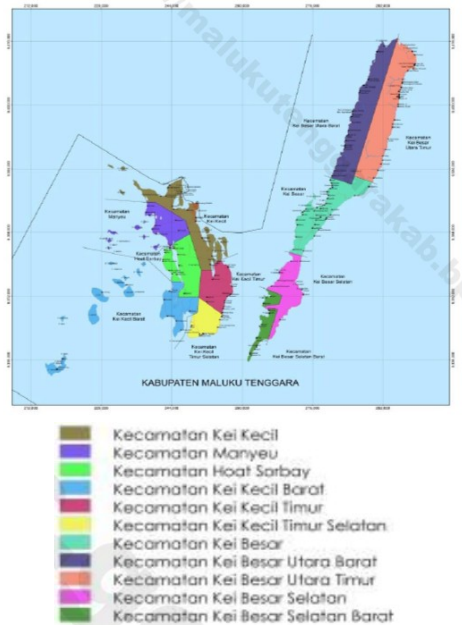
Curah hujan rata-rata yang terjadi pada tahun 2014 adalah 2.733,4 mm per tahun atau 231.13 per bulan dengan jumlah hari hujan 212 hari atau rata-rata 17.6 hari per bulan. Berdasarkan data Stasiun Meteorologi Dumatubun Langur pada tahun 2014, suhu rata-rata adalah 27.6 °C dengan suhu minimum 25.4 °C dan suhu maksimum 29.4 °C. Kelembaban rata-rata 83%, penyinaran matahari 60% dan tekanan udara rata-rata 1.010,2 milibar. Berdasarkan klasifikasi agroklimat menurut Oldeman, Irsal dan Muladi, Maluku Tenggara terdapat pada zone C2 yakni 5-6 bulan basah dan 4-5 bulan kering.

Kabupaten Maluku Tenggara memiliki potensi hidrologi berupa sungai dan danau. Sungai yang mengalir di Kabupaten Maluku Tenggara tercatat sebanyak 7 buah. 3 buah berada di Pulau Kei Kecil dan 4 buah di Pulau Kei Besar. Sungai-sungai tersebut mengalirkan air sepanjang tahun. Danau di Kabupaten Maluku Tenggara berada di Pulau Kei Kecil dan berjumlah dua buah yakni Danau Ablel dan Wearlaai.

Meskipun Kabupaten Maluku Tenggara memiliki potensi hidrologi berupa sungai dan pantai, masih ditemui masalah ketersediaan air. Salah satu daerah yang mengalami masalah tersebut adalah wilayah Kecamatan Kei Kecil Timur tepatnya pada Desa Ohoinol. Saat musim kemarau tiba, air yang tersedia tidak mampu untuk memenuhi kebutuhan masyarakat. Desa Ohoinol sendiri memiliki sumber air dari sungai dan sebenarnya sudah memiliki jaringan air bersih. Namun jaringan air bersih tersebut tidak berfungsi akibat masalah pompa dan ketersediaan air.

Untuk mengatasi ketersediaan air di daerah tersebut, perlu direncanakan sebuah fasilitas yakni embung. Embung ini direncanakan agar dapat menampung air hujan saat air hujan berlimpah sehingga pada saat musim kemarau ketersediaan air mencukupi dan dapat digunakan. Perencanaan embung ini dipilih karena di Desa Ohoinol memiliki potensi untuk dibangunnya sebuah embung. Potensi yang dimaksudkan yakni berupa aliran sungai dan tebing yang akan digunakan sebagai sandaran tubuh

embung. Potensi yang dimaksud tersebut bisa dilihat pada Gambar 1.2 dan 1.3



Gambar 1. 1 Peta Wilayah Administratif Kabupaten Maluku Tenggara
(sumber: BPS Maluku Tenggara, 2015)



Gambar 1. 2 Aliran Sungai di Lokasi Embung Ohoinol
(sumber: SID Firma Angel Consulting Engineering 2016)



Gambar 1. 3 Tebing Sandaran Kanan dan Kiri Lokasi Rencana Embung Ohoinol
(*sumber:SID Firma Angel Consulting Engineering 2016*)

1.2 Rumusan Masalah

1. Berapa debit ketersediaan air pada embung ohoinol?
2. Berapa kebutuhan air yang dibutuhkan oleh penduduk Desa Ohoinol?
3. Bagaimana keseimbangan (*water balance*) pada embung ohoinol?
4. Berapa debit banjir yang terjadi?
5. Berapa dimensi bangunan pelimpah dan tubuh embung?

1.3 Batasan Masalah

1. Pada perencanaan ini tidak dibahas mengenai perhitungan ekonomi dan metode pelaksanaan konstruksinya.
2. Tidak memprediksi sedimentasi dan erosi
3. Tidak melakukan analisis kualitas air

1.4 Tujuan

Tujuan perencanaan ini adalah untuk:

1. Menghitung debit ketersediaan air pada embung ohoinol
2. Menghitung kebutuhan air yang dibutuhkan oleh penduduk Desa Ohoinol
3. Menghitung keseimbangan (*water balance*) pada embung ohoinol
4. Menghitung debit banjir
5. Merencanakan dimensi pelimpah dan tubuh embung

1.5 Manfaat

Dengan adanya pembangunan embung di Desa Ohoinol, diharapkan dapat memenuhi ketersediaan air masyarakat Desa Ohoinol di saat musim kemarau. Sehingga masyarakat masih bisa mendapat pasokan air untuk kebutuhan sehari-hari.

Halaman ini sengaja dikosongkan

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

Sebelum memulai proses perencanaan embung terlebih dahulu dilakukan studi literatur. Studi literatur ini meliputi studi mengenai teori yang dibutuhkan untuk merencanakan embung. Tujuan studi literatur ini adalah sebagai landasan teori yang akan digunakan penulis dalam merencanakan embung. Dalam bab ini akan dibahas teori mengenai analisis hujan rancangan, analisis debit banjir, analisis debit andalan, analisis kebutuhan air, teori keseimbangan air, teori perencanaan bangunan pelimpah dan tubuh embung, dan analisis stabilitas tubuh embung

2.1 Analisis Hujan Rancangan

Nilai rata-rata tinggi hujan:

$$X_{rt} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n X_i \quad (2.1)$$

Dimana:

X_{rt} = nilai rata-rata (mm)

X_i = Nilai pengukuran dari suatu variat (mm)

n = jumlah data

Nilai standar deviasi:

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (X_i - X_{rt})^2}{(n-1)}} \quad (2.2)$$

Dimana:

S = deviasi standar

X_i = nilai variat

n = jumlah data

Nilai koefisien kemencengan (Cs)

$$Cs = \frac{n}{(n-1)(n-2)} \frac{\sum_{i=1}^n (X_i - X_{rt})^3}{S^3} \quad (2.3)$$

(Sumber: Soewarno 1995, hal 81)

Dimana:

S = deviasi standar

X_{rt} = rata-rata hitung dari sampel

X_i = data ke i

n = jumlah data

Nilai koefisien Kurtosis (C_k)

$$12.317,19 \quad (2.4)$$

(Sumber: Soewarno 1995, hal 89)

Dimana:

S = deviasi standar

\bar{X} = rata-rata hitung dari sampel

X_i = data ke i

n = jumlah data

Nilai batasan koefisien C_s dan C_k untuk masing-masing distribusi dapat dilihat pada Tabel 2.1

Tabel 2. 1 Sifat Khas Parameter Statistik

No	Jenis Distribusi	Syarat
1	Normal	$C_s \approx 0$ $C_k = 3$
2	Gumbel	$C_s \approx 1.1396$ $C_k \approx 5.40002$
3	Log Pearson	$C_s \neq 0$ C_k bebas

2.1.1 Distribusi normal

Distribusi normal dengan metode Weibull:

Peluang dihitung dengan menggunakan formula

$$P(X_m) = \frac{m}{N+1} \quad (2.5)$$

atau

$$T(X_m) = \frac{N+1}{m} \quad (2.6)$$

(Sumber: Soewarno 1995, hal 114)

Dimana:

X_m = kumpulan nilai yang diharapkan terjadi

$P(X_m)$ = peluang terjadinya kumpulan nilai yang diharapkan selama periode pengamatan

$T(X_m)$ = periode ulang dari kejadian X_m sesuai dengan sifat kumpulan nilai yang diharapkan (X_m)

N = jumlah pengamatan dari variat X

n = nomor urut kejadian atau peringkat kejadian

Untuk memperkirakan besarnya nilai untuk periode tertentu menggunakan persamaan linier sebagai berikut;

$$X = \bar{X} + k.S \quad (2.7)$$

(Sumber: Soewarno 1995, hal 116)

Dimana :

X = perkiraan nilai yang diharapkan terjadi dengan besar peluang tertentu atau pada periode ulang tertentu

\bar{X} = nilai rata-rata hitung variat

S = deviasi standar nilai variat

k = faktor frekuensi, merupakan fungsi dari pada peluang atau periode ulang dan tipe model matematik dari distribusi peluang yang digunakan untuk analisis peluang.

2.1.2 Distribusi gumbel

Untuk menentukan nilai curah hujan peridoe tertentu menggunakan persamaan sebagai berikut

$$X = \bar{X} + \frac{S}{s_n} (Y - Y_n) \quad (2.8)$$

(Sumber: Soewarno 1995, hal 127)

Dimana:

X = perkiraan nilai yang diharapkan terjadi

\bar{X} = nilai rata-rata hitung variat

Y = nilai reduksi variat dari variable yang diharapkan terjadi pada periode ulang tertentu. Nilai Y dapat diperoleh melalui persamaan sebagai berikut:

$$Y = -\ln \left[-\ln \frac{T-1}{T} \right].$$

(sumber: Soewarno 1995, hal 128)

Dimana nilai T menurut Gumbel sama dengan yang dikemukakan oleh Weibull.

Y_n = nilai rata-rata dari reduksi variat. Nilainya tergantung dari jumlah data (n),

S_n = deviasi standar dari reduksi variat yang nilainya tergantung dari jumlah data (n)

2.1.3 Distribusi log pearson III

Persamaan untuk menentukan nilai curah hujan periode ulang dengan metode log Pearson III adalah sebagai berikut:

$$Y = \bar{Y} + k.S \quad (2.9)$$

(Sumber: Soewarno, 1995, hal 142)

Dimana:

Y = nilai logaritmik dari X

\bar{Y} = nilai rata-rata dari Y

S = deviasi standar dari Y

K = karakteristik dari distribusi log pearson tipe III

Nilai rata-rata:

$$\overline{\log x} = \frac{\sum \log x}{n} \quad (2.10)$$

(Sumber: Soewarno, 1995, hal 142)

Nilai deviasi standar:

$$\overline{S \log x} = \sqrt{\frac{\sum (\log x - \overline{\log x})^2}{n-1}} \quad (2.11)$$

(Sumber: Soewarno, 1995, hal 143)

Sehingga persamaan bisa ditulis;

$$\log X = \overline{\log X} + k.\overline{S \log x} \quad (2.12)$$

(Sumber: Soewarno, 1995, hal 143)

Koefisien kemencengan :

$$Cs = \frac{n}{(n-1)(n-2)} \frac{\sum (\log X - \overline{\log X})^3}{\overline{S \log X}^3} \quad (2.13)$$

(Sumber: Soewarno, 1995, hal 143)

2.2 Uji Kecocokan Distribusi Frekuensi Curah Hujan

2.2.1 Uji chi-kuadrat

Uji chi-kuadrat dilakukan untuk melihat apakah persamaan distribusi peluang yang dipilih telah mewakili distribusi statistik sampel data yang dianalisis. Pengambilan keputusan uji chi-kuadrat menggunakan parameter χ^2 yang diperoleh dari persamaan:

$$\chi_h^2 = \sum_{i=1}^G \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i} \quad (2.14)$$

Dimana:

χ_h^2 = parameter chi-kuadrat terhitung

G = jumlah sub-kelompok

O_i = jumlah nilai pengamatan pada sub kelompok i

E_i = jumlah nilai teoritis pada sub kelompok ke i

Tabel 2. 2 Nilai χ^2 Kritis Untuk Uji Chi-Kuadrat

Derajat Kebebasan	Koefisien Signifikan			
	a = 0,95	a = 0,90	a = 0,10	a = 0,05
1	0.02	2.71	3.84
2	0.1	0.21	4.61	5.99
3	0.35	0.58	6.25	7.81
4	0.71	1.06	7.78	9.49
5	1.15	1.61	9.24	11.07
6	1.64	2.2	10.64	12.59
7	2.17	2.83	12.02	14.07
8	2.73	3.49	13.36	15.51
9	3.33	4.17	14.68	16.92
10	3.94	4.87	15.99	18.31
12	5.23	6.3	18.55	21.03
14	6.57	7.79	21.06	23.68
16	7.26	9.31	23.54	26.3
18	9.39	10.86	25.99	28.87
20	10.85	12.44	28.41	31.41
25	14.61	16.47	34.38	37.65
30	18.49	20.6	40.26	43.77
40	26.51	29.05	51.8	55.76
50	34.76	37.69	63.17	67.5
60	43.19	46.46	74.4	79.08
70	51.74	55.33	85.53	90.53
80	60.39	64.28	96.58	101.88
90	69.13	73.29	107.56	113.14
100	77.93	82.36	118.5	124.34

(Sumber: Soewarno, 1995)

2.2.2 Uji Smirnov-Kolmogorov

Uji kecocokan Smirnov-Kolmogorov sering juga disebut uji kecocokan non parametik karena pengujiannya tidak

menggunakan fungsi distribusi tertentu. Prosedur pengujian Smirnov-kolmogorov adalah sebagai berikut:

- 1) Mengurutkan data (dari besar ke kecil atau sebaliknya) dan kemudian menentukan besarnya peluang dari masing-masing data tersebut.
- 2) Menentukan nilai masing-masing peluang teoritis dari hasil penggambaran data (persamaan distribusinya)
- 3) Dari kedua peluang tersebut dihitung selisih besarnya peluang pengamatan dengan peluang teoritis
 $D = \text{maksimum} [P(X_m) - P'(X_m)] \quad (2.15)$

Dimana :

- D = perbedaan peluang maksimum
 $P(X_m)$ = nilai peluang dengan pengamatan
 $P'(X_m)$ = nilai peluang teoritis

- 4) Menentukan nilai D_0 melalui tabel nilai kritis uji Smirnov-Kolmogorov yang dapat dilihat pada Tabel 2.3

Tabel 2. 3 Nilai D_0 Kritis Untuk Uji Smirnov-Kolmogorov

n	α			
	20%	10%	5%	1%
5	0.479	0.546	0.608	0.729
10	0.338	0.386	0.430	0.515
15	0.276	0.315	0.351	0.421
20	0.239	0.273	0.304	0.364
25	0.214	0.244	0.272	0.326
30	0.195	0.223	0.248	0.298
35	0.181	0.206	0.230	0.276
40	0.169	0.193	0.215	0.258
45	0.160	0.182	0.203	0.243
50	0.151	0.173	0.192	0.231
$N > 50$	$1.07/n^{0.5}$	$1.22/n^{0.5}$	$1.36/n^{0.6}$	$1.63/n^{0.7}$

(Sumber: Soewarno 1995)

2.3 Analisis Debit Banjir

2.3.1 Metode rasional Mononobe

Untuk menghitung debit banjir maksimum metode rasional menggunakan persamaan sebagai berikut:

$$Q = 0.278 \alpha \cdot I \cdot A \quad (2.16)$$

Dimana:

Q = debit maksimum yang terjadi (Q^3/dt)

α = koefisien aliran, dapat dilihat pada Tabel 2. 4

I = intensitas hujan (mm)

A = luas daerah aliran (km)

Intensitas hujan dihitung dengan cara memakai $t_r = T_c$.

Untuk hujan dengan t_r dianggap 24 jam (hujan harian) maka metode rasional ini telah dikembangkan di Jepang yang dikenal dengan “rasional jepang”. Dalam perumusan ini besarnya intensitas I dipakai persamaan dari Dr Mononobe sebagai berikut:

$$I = \frac{R_{24}}{24} \left(\frac{24}{t} \right)^{2/3} \quad (2.17)$$

Menurut Dr Tziha, T_c adalah memenuhi persamaan sebagai berikut:

$$T_c = \frac{L}{V} \text{ dan } V = 72 \left(\frac{H}{L} \right) 0.6 \quad (2.18)$$

Dimana:

L = panjang sungai didaerah aliran (Km)

V = kecepatan rambatan banjir (Km/jam)

H = beda tinggi antara titik terjauh (dihulu) dengan titik pengamatan (Km)

Tabel 2. 4 Harga Koefisien Aliran Dilihat dari Keadaan Daerah Alirannya

Keadaan daerah aliran	α
Bergunung dan curam	0.75 – 0.90
Pegunungan tersier	0.70 – 0.80
Sungai dengan tanah dan hujan dibagian bawahnya	0.50 – 0.75
Tanah dasar yang ditanami	0.15 – 0.60
Sawah waktu diairi	0.70 – 0.80

Lanjutan Tabel 2.4

Sungai bergunung	0.75 – 0.85
Sungai dataran	0.15 – 0.75

(Sumber: Umboro, 2001)

2.3.2 Metode Haspers

Untuk menghitung besarnya debit maksimum yang terjadi, metode Haspers menggunakan dasar persamaan rasional dan menggunakan persamaan sebagai berikut:

$$Q = \alpha \beta q A \quad (2.19)$$

Dimana:

Q = debit maksimum yang terjadi (m^3/dt)

α = koefisien aliran, $\alpha = \frac{1+0.012A^{0.7}}{1+0.075A^{0.7}}$

β = angka reduksi (R/R_{max}) pada daerah dan waktu yang sama, $\frac{1}{\beta} = 1 + \frac{tr \times 3.7 \times 10^{-0.4tr}}{t_r^2 + 15}$.

q = hujan maksimum setempat didaerah aliran ($m^3/dt/km^2$)

A = luas daerah aliran (km^2)

Menurut Haspers hujan maksimum q $m^3/dt/km^2$ besarnya tergantung dari distribusi curah hujan yang perumusannya dibedakan menjadi :

Untuk $t_r < 2$ jam

$$r_t = \frac{t_r \times R_{24}}{t_r + 1 - 0.0008 (260 - R_{24})(2 - t_r)^2} \quad (2.20)$$

Untuk $2 \text{ jam} < t_r < 19 \text{ jam}$

$$r_t = \frac{t_r \times R_{24}}{t_r + 1} \quad (2.21)$$

Untuk $19 \text{ jam} < t_r < 30 \text{ hari}$

$$r_t = 0.707 R_{24} \sqrt{t_r + 1} \quad (2.22)$$

r_t adalah hujan selama t (mm) dan R_{24} adalah hujan per etmal (mm)

Hubungan r_t dan q adalah sebagai berikut:

Bila t_r dinyatakan dalam jam maka q ($m^3/dt/km^2$):

$$q = \frac{r_t}{3.6 t_r} \quad (2.23)$$

Bila t_r dinyatakan dalam hari, maka q

$$q = \frac{r_t}{86.4 t_r} \quad (2.24)$$

Sesuai dasar perumusannya yaitu rational, maka Haspers memakai $t_r = T_c$, menurut Rossel bahwa debit banjir Q sebanding dengan jari-jari hidraulik penampang aliran dan waktu aliran. T_c bisa didapatkan melalui persamaan:

$$T_c = 0.1 L^{0.8} i^{-0.3} \quad (2.25)$$

Dimana T_c dalam jam, L adalah panjang sungai (km) dan i adalah kemiringan rata-rata sungai

2.3.3 Metode Der Weduwen

Dasar metode Weduwen juga menggunakan metode rasional dan digambarkan dengan Pascher:

$$Q = \alpha \cdot \beta \cdot q \cdot A \quad (2.26)$$

Dimana:

Q = debit maksimum yang terjadi (m^3/dt)

α = koefisien aliran

β = angka reduksi (R/R_{max}) pada daerah dan waktu yang

$$\text{sama, } \beta = \frac{120 + \frac{t_r + 1}{t_r + 9} x A}{120 + A}$$

q = hujan maksimum setempat didaerah aliran ($m^3/dt/km^2$)

A = luas daerah aliran (km)

Ada tiga macam koefisien aliran yakni α tahunan, bulanan dan untuk debit maksimum. Dan untuk menghitung debit banjir yang terjadi digunakan α untuk debit maksimum. Untuk menentukan nilai α digunakan persamaan dari Ir, Van Kooten:

$$\alpha = 0.2 + \frac{0.8}{(T_c + 1)^{0.25}} \quad (2.27)$$

Untuk nilai $t_r = 14$ jam (sebagai waktu hujan terpanjang), maka harga alfa = 0.6. Mengingat hal ini maka sebagai batas diambil:

$q = 0-3 m^3/dt/km^2$ maka $\alpha = 0.4-0.6$

$q = 3-34 m^3/dt/km^2$ maka $\alpha = 0.6-0.9$

Untuk hujan maksimum, Weduwen memperhitungkan hujan-hujan di Jakarta dan mendapatkan bahwa besarnya hujan

harian maksimum dengan masa ulang 70 tahun sebesar 240 mm atau $R_{70} = 240 \text{ mm/etmal}$. Untuk hujan diluar Kota Jakarta, Weduwen telah mengadakan penelitian dan mendapatkan besarnya curah hujan dengan berbagai masa ulang. Besarnya curah hujan dengan masa ulang tertentu di luar Jakarta harus dibandingkan terhadap R_{70} di Jakarta melalui Tabel 2. 5.

- Bila M adalah hujan maksimum pertama selama n tahun pengamatan, maka $R_{70} = \frac{5M}{6m}$
 - Bila R adalah hujan maksimum kedua selama n tahun pengamatan maka $R_{70} = R/m$
- Sehingga persamaan debit maksimum untuk periode ulang n tahun adalah :

$$Q = m \cdot \beta \cdot q \cdot A \cdot \frac{R_{70}}{240}$$

Lamanya hujan t_r diambil sama dengan T_c agar diperoleh debit yang maksimum. Hal ini berlaku untuk keadaan:

- Hujan jatuh bersamaan diseluruh daerah aliran
- Arah turunnya hujan searah dengan arah aliran sungai dengan kecepatan kira-kira sama dengan kecepatan aliran sungai.

Bila diambil $t_r = T_c$ akan diperoleh debit yang besar sekali dan perlu dipertimbangkan secara ekonomi. Sehingga Weduwen mengambil besarnya $t_r = 2 T_c$. dari nilai tersebut lamanya hujan (t_r) dapat dihitung melalui persamaan :

$$tr = \frac{0.476 A^{3/8}}{(\alpha \beta q)^{1/8} i^{1/4}} \quad (2.28)$$

Dari persamaan-persamaan diatas terlihat bahwa harga α , β , q dan t_r saling berketergantungan. Maka untuk menghitung salah satu unsur tersebut harus ada unsur yang ditaksir terlebih dahulu. Perhitungan dimulai dengan menaksir harga t_r , kemudian digunakan untuk menghitung α , β , dan q . Ketiga parameter α , β , dan q digunakan untuk menghitung t_r dengan persamaan. Bila harga taksiran t_r tidak sama dengan t_r yang dihitung maka prosedur diulangi sampai didapat nilai yang sama.

2.3.4 Hidrograf satuan sintetik Nakayasu

Nakayasu telah melakukan penyelidikan mengenai hidrograf satuan pada beberapa sungai di Jepang. Dari hasil penyelidikannya diperoleh persamaan sebagai berikut:

$$Qp = \frac{C A Ro}{3.6 (0.3 T_p + T_{0.3})} \quad (2.29)$$

Dimana:

Qp = debit puncak banjir (m^3/dt)

Ro = hujan satuan (mm)

T_p = tenggang waktu (*time lag*) dari permulaan hujan sampai puncak banjir (jam), $t_g + 0.8 t_r$ Dimana $t_r = 0.5 t_g$ dan t_g adalah waktu konsentrasi yang harganya bisa dicari menggunakan persamaan:

Untuk $L < 15$ Km : $t = 0.21 L^{0.7}$

Untuk $L > 15$ Km : $t = 0.4 + 0.058 L$

$T_{0.3}$ = waktu yang diperlukan oleh penurunan debit, dari debit puncak sampai menjadi 30% dari debit puncak. $T_{0.3} = \alpha t_g$

A = luas daerah aliran sungai (km^2)

C = koefisien pengaliran

Bagian lenkung naik :

$$Qa = Qp \left(\frac{t}{T_p} \right)^{2.4} \quad (2.30)$$

Dengan Qa = limpasan sebelum mencapai debit puncak (m^3/dt) dan t = waktu (jam)

Bagian lengkung turun :

$$Qd > 0.3 Qp : Qd = Qp \cdot 0.3^{t-Tp/T_{0.3}}$$

$$0.3 Qd > Qd > 0.3 Qd : Qd = Qp \cdot 0.3^{(t-Tp+0.5T_{0.3})/1.5 T_{0.3}}$$

$$0.32 Qp > Qd : Qd = Qp \cdot 0.3^{(t-Tp+1.5T_{0.3})/2T_{0.3}}$$

Koefisien daerah pengaliran untuk:

- Daerah pengaliran biasa $\alpha = 2$
- Bagian naik hidrograf yang lambat dan bagian menurun yang cepat $\alpha = 1,5$
- Bagian naik hidrograf yang cepat dan bagian menurun yang lambat $\alpha = 3$

2.3.5 Hidrograf satuan sintetik Snyder

Hidrograf satuan sintetik ini dikembangkan oleh F.F Snyder pada tahun 1938 di Amerika Serikat. Hidrograf Satuan Snyder ditentukan cukup baik pada tinggi $d = 1$ mm, dan dengan unsur-unsur yang lain seperti Q_p ($m^3/detik$), T_b dan t_r (jam). Unsur-unsur hidrograf tersebut dihubungkan dengan:

A = luas daerah pengaliran

L = panjang aliran utama

Lc = jarak antara titik berat daerah pengaliran dengan Pelepasan (*outlet*) yang diukur sepanjang aliran utama

Dengan menggunakan parameter tersebut Snyder membuat suatu persamaan :

$$t_p = C_t (LL_c)^{0.3} \quad (2.31)$$

$$t_r = \frac{\tau_p}{5.5} \quad (2.32)$$

$$Qp = 2.78 \frac{C_p A}{\tau_p} \quad (2.33)$$

$$Tb = \frac{72+3 Tp}{24} \quad (2.34)$$

Besarnya nilai koefisien C_t dan C_p harus ditentukan secara empirik. Dalam sistem metrik nilai C_t biasanya antara 0.75 dan 3.00 sedangkan nilai C_p antara 0.90 hingga 1.40. persamaan Snyder yang digunakan di Indonesia telah mengalami perubahan sebagai berikut:

- 1) Pangkat 0.3 pada persamaan 2.31 diganti dengan n , sehingga:

$$t_p = C_t (LL_c)^n$$

- 2) t_r pada persamaan 2.32 diganti dengan t_e yang merupakan durasi curah hujan efektif, sedangkan $t_r = 1$ jam

$$t_e = \frac{\tau_p}{5.5}$$

- 3) Hubungan antara t_e, t_p, t_r dan T_p adalah sebagai berikut:

Bilai $t_e > t_r$ maka $t'_p = t_p (t_e - t_r)$, sehingga $T_p = t'_p + 05.5$

Bila $t_e < t_r$ maka $T_p = t_p + 0.5$

- 4) $q_B = 0.278 \frac{C_p}{T_p}$ dan $Q_p = q_p A$

Dimana :

q_p = puncak hidrograf satuan ($m^3/dt/km^2$)

Q_p = debit puncak ($m^3/dt/mm$)

T_p = waktu antara titik berat curah hujan hingga puncak (*time lag*) dalam jam

T_p = waktu yang diperlukan antara permulaan hujan hingga mencapai puncak hidrograf

Snyder hanya menghitung harga debit puncak Q_p sehingga untuk mendapatkan lengkung hidrograf digunakan persamaan Alexsayev sebagai berikut:

$$1) Q = f(t) \quad (2.35)$$

$$2) Y = Q/Q_p \text{ dan } X = t/T_p \quad (2.36)$$

$$3) Y = 10^{-a \frac{(1-x)^2}{x}} \quad (2.37)$$

$$4) a = 1.32\lambda^2 + 0.15\lambda + 0.045 \text{ dan } \lambda = \frac{Q_p T_p}{h A} n \quad (2.38)$$

2.3.6 Hidrograf satuan sintetik ITB-I dan ITB-2

HSS ITB-1 memiliki persamaan lengkung naik dan lengkung turun yang sama yakni:

$$qt = \exp(2 - t - \frac{1}{t})^{\alpha C_p} \quad (2.39)$$

HSS ITB-2 memiliki persamaan lengkung naik dan lengkung turun yang berbeda:

▪ Lengkung naik ($0 \leq t \leq 1$)

$$q(t) = t^n \quad (2.40)$$

▪ Lengkung turun ($t > 1$ sd tak terhingga)

$$q(t) = \exp(1 - t^{\beta C_p}) \quad (2.41)$$

Debit puncak ditentukan dengan persamaan:

$$Q_p = \frac{R}{3.6 T_p} \frac{A_{DAS}}{A_{HSS}} \quad (2.42)$$

Dimana:

Q_p = debit puncak hidrograf satuan (m^3/s)

R = curah hujan satuan (1 mm)

T_p = waktu puncak (jam)

A_{DAS} = luas DAS (km^2)

A_{HSS} = luas HSS tak berdimensi yang dapat dihitung secara numerik

Persamaan Standar untuk *time lag* adalah penyederhanaan dari persamaan Snyder:

$$TL = Ct \ 0.81225 \ L^{0.6} \quad (2.43)$$

Dimana:

TL = *time lag* (jam)

Ct = koefisien waktu (untu proses kalibrasi)

L = panjang sungai (Km)

Waktu puncak (Tp):

$$Tp = TL + 0.50 \ Tr \quad (2.44)$$

Untuk DAS kecil ($A < 2 \text{ km}^2$) menurut SCS harga Tb dihitung dengan untuk DAS berukuran sedang dan besar harga teoritis Tb dapat berharga tak berhingga (sama dengan cara Nakayasu). Namun, harga Tb bisa dibatasi sampai lengkung mendekati nol atau menggunakan harga $Tb = (10-20)Tp$

2.3.7 Hidrograf satuan sintetik GAMA 1

Satuan hidrograf sintetik Gama 1 terdiri dari tiga komponen yaitu waktu naik (TR), debit puncak (Qp) dan waktu dasar (TB)

Waktu puncak TR dinyatakan dengan persamaan:

$$TR = 0.43 \left(\frac{L}{100SF} \right)^3 + 1.0665 \ SIM + 1.2775 \quad (2.45)$$

Debit puncak Qp dinyatakan dengan persamaan:

$$Qp = 0.1836 A_{0.05886} JN^{-0.2381} TR^{-0.4008} \quad (2.46)$$

Waktu dasar TB dinyatakan dengan persamaan :

$$TB = 27.4132 \ TR^{0.1457} S^{-0.0986} SN^{0.7344} RUS^{0.2574} \quad (2.47)$$

Aliran dasar QB dinyatakan dengan persamaan :

$$QB = 0.5617 \ A^{0.1798} S^{-0.1446} SF^{-1.0897} D^{0.0452} \quad (2.48)$$

Dimana:

A = luas DAS (km^2)

L = panjang sungai (km)

SF = faktor sumber

SIM = faktor simmetri

WF = faktor lebar

JN = jumlah pertemuan

TB = waktu dasar (jam)

S = kelandaian sungai rata-rata

D = kerapatan jaringan

RUA = luas DAS huku

2.4 Evapotranspirasi

Evapotranspirasi dengan menggunakan metode Pennman

$$E_{to} = c[W \cdot (0.75R_s - R_{n1}) + (1 - W) \cdot f(u)(e_a - e_d)] \quad (2.49)$$

Dimana:

E_{to} = evapotranspirasi tanaman acuan (mm/hr)

C = angka koreksi Pennman (tabel Pennman)

E_a = tekanan uap jenuh pada suhu rata-rata $^{\circ}$ C (mbar) (tabel pennman)

E_d = tekanan uap aktual rata-rata di udara (mbar)

R_n = $e_a \times (RH \text{ rata-rata} / 100)$ R_h adalah kelembaban relatif (%)

$F(u)$ = $0.27 (1 + u \times 0.864)$

U = kecepatan angin (knot)

W = faktor pemberat untuk pengaruh radiasi (tabel Pennman)

(1-w) = faktor pemberat untuk pengaruh kelembaban dan kecepatan angin (tabel Pennman)

R_n = radiasi matahari (mm/hr) = $R_{ms} - R_{m1}$ dalam hal ini:

R_{ms} = radiasi matahari gelombang pendek (mm/hr) = $R_a (0.25 + 0.54 (n/N))$

R_a = extra terrestrial radiasi matahari dalam (mm/hari) R_a diperoleh dari tabel Pennman yang dipengaruhi oleh suhu rata-rata

n/N = perbandingan antara lamanya kecerahan matahari dan lamanya kecerahan maksimum yang dimungkinkan

$F(e_d)$ = fungsi tekanan uap = $0.34 - (0.044 \cdot e_d^{0.5})$

$F(n/N)$ = fungsi penyinaran matahari = $0.1 + (0.9 \cdot n/N)$

R_{n1} = $f(t) \cdot f(e_d) \cdot f(n/N)$

2.5 Analisis Debit Andalan

2.5.1 NRECA

Metode NRECA secara umum menggunakan persamaan sebagai berikut:

$$Q = P - E + S \quad (2.50)$$

Dimana:

Q = limpasan (mm)

- P = hujan rata-rata DAS (mm)
 E = Evapotranspirasi aktual (mm)
 S = perubahan kandungan (simpanan air di dalam tanah) (mm)

Dalam model NRECA ada dua jenis tampungan yakni tampungan kelengasan (*moisture storage*) dan tampungan air tanah (*ground water*). Tampungan kelangsaaan ditentukan oleh hujan aktual dan evapotranpirasi aktual. Tampungan air tanah ditentukan oleh kelebihan kelengasan (*excess moisture*). Data yang perlu dimasukkan dala perhitungan hujan limpasan model NRECA adalah :

- 1) Hujan rata-rata dai suatu DAS (P)
- 2) Evapotranspirasi potensial dari DAS (PET). Jika data yang ada adalah data evapotranpirasi standar (Eto) maka:

$$PET = C_f \times E_{to}$$

Dimana c_f adalah faktor tanaman.

- 3) Kapasitas tampungan kelengasan (NOM). Nilainya diperkirakan = $100 + 0.2$ hujan rata-rata tahunan (mm), dimana $C = 0.2$ untuk DAS yang hujannya terus menerus sepanjang tahun dan $C < 0.2$ untuk DAS yang mempunyai tipe hujan musiman.
- 4) Presentase limpasan yang keluar dari DAS di sub surface/infiltrasi (PSUB). Nilai PSUB berkisar antara 0.1-0.5
- 5) Presentase limpasan tampungan air tanah menuju ke sungai (GWF). Nilai GWF berkisar antara 0.5-0.9
- 6) Nilai awal dari tampungan kelengasan tanah (W)
- 7) Nilai awal dari tampungan air tanah (GWSTOR)

Prosedur perhitungan limpasan model NRECA sebagai berikut:

- 1) Menghitung hujan rata-rata dan evapotranspirasi di DAS
- 2) Menentukan parameter model: $NOM < PSUB, GWF, SMSTOR$ dan GWSTOR
- 3) Menghitung *storage ratio* (Sr)
 $Sr = SMSTOR / NOM$

SMSTOR = nilai tampungan awal yang besarnya diperkirakan

SMSTOR (n) = nilai tampungan bulan selanjutnya

- 4) Menghitung angka perbandingan antara hujan dan evapotranspirasi potensial (R)

$$R = P/PET$$

- 5) Menghitung evapotranspirasi potensial (AET)

$$AET = k1 \times PET$$

k1 adalah koefisien evapotranspirasi yang bergantung pada nilai R dan Sr. nilai k1 bisa diperoleh dari persamaan regresi sebagai berikut:

jika $R < 1$ dan $Sr < 2$

$$k1 = \frac{P}{PET} (1 - 0.5Sr) + 0.5Sr$$

jika $R > 1$ dan $Sr > 2$

$$k1 = 1$$

- 6) Menghitung rasio kelebihan kelengasan (extrat)

Untuk $Sr = 0$, maka $extrat = 0$

Untuk $Sr > 0$, maka $extrat = 0.5 \times (1 + \tanh(x))$ dimana $x = (Sr - 1)/0.52$

- 7) Menghitung kelebihan kelengasan (excm), perubahan tampungan (S) dan perkolasi (rech) dengan persamaan sebagai berikut:

$$Excm = extrat (P - AET)$$

$$S = P - AET - excm$$

$$Rech = PSUB \times excm$$

- 8) Menghitung angka awal (BSG) dan angka akhir tampungan (ESG) air tanah.

Untuk bulan ke 1 : $BSG = GWSTOR$

Untuk bulan berikutnya:

$$BSG(n) = ESG(n-1) - GF(n-1)$$

Dimana $ESG = rech + BSG$ dan GF adalah limpasan air tanah

- 9) Menghitung nilai limpasan

Limpasan langsung (DRF) = $\text{excm} - \text{rech}$

Limpasan air tanah (GF) = $\text{GWF} \times \text{ESG}$

Total limpasan tiap bulan:

$$Q = \text{DRF} + \text{GF}$$

2.5.2 F.J. Mock

Model F.J Mock memiliki 5 parameter yakni:

1. Singkapan lahan

Singkapan lahan tergantung dari tata guna lahan. prosentase singkapan lahan ini berpengaruh terhadap evapotranspirasi aktual yang terjadi yang membedakan dengan evapotranspirasi potensial.

2. Koefisien infiltrasi

Koefisien infiltrasi ditentukan berdasarkan porositas tanah dan kemiringan daerah pengaliran. Besarnya koefisien infiltrasi lebih kecil dari 1.

3. Kapasitas kelembaban tanah

Kapasitas kelembaban awal ditaksir berdasarkan kondisi porositas lapisan tanah, biasanya 50 mm – 250 mm yaitu kapasitas kandungan air dalam tanah per m². Jika porositas tanah lapisan atas tersebut makin besar, maka kapasitas kelembaban tanah makin besar.

4. Penyimpanan awal

Adalah besarnya volume air pada saat awal perhitungan. Ditaksir sesuai dengan keadaan musim, seandainya bisa sama dengan kapasitas kelembaban awal dan lebih kecil daipada musim kemarau.

5. Faktor resesi air tanah

Faktor resesi air tanah yakni perbandingan air tanah pada suatu bulan dengan aliran air tanah pada awal bulan. Faktor resesi ar tanah digunakan untuk menghitung volume air tanah dengan persamaan:

$$V_n = k.V_{n-1} + \frac{1}{2}(1+K).I_n \quad (2.51)$$

Dimana:

V_n = volume air tanah

k = faktor resesi aliran tanah, q_t/q_0

q_t = aliran tanah pada periode ke t

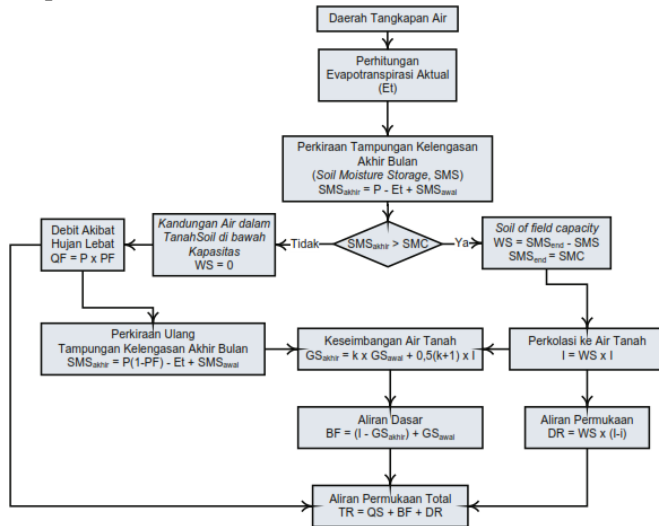
q_0 = aliran tanah pada awal periode ke t

dV_n = $V_n - V_{n-1}$

V_n = volume air tanah pada bulan ke n

V_{n-1} = volume air tanah bulan ke $n-1$

Diagram alir perhitungan analisis menggunakan metode F.J Mock dapat dilihat pada Gambar 2.:



Gambar 2. 1 Diagram Alir Analisis Metode Mock
(Sumber: Dirjen Listrik dan Pemanfaatan Energi, 2009)

2.6 Analisis Kebutuhan Air Penduduk

Terdapat beberapa pendekatan untuk memperkirakan jumlah penduduk dimasa datang diantaranya adalah pendekatan aritmatik, geometrik dan eksponensial.

Persamaan pendekatan aritmatik:

$$P_t = P_0 \times [1 + r (n_t - n_1) / 100] \quad (2.52)$$

Persamaan pendekatan geometrik:

$$P_t = P_0 [1 + r / 100]^{(n_t - n_1)} \quad (2.53)$$

Persamaan pendekatan eksponensial:

$$P_t = P_0 (1 + r)^t \quad (2.54)$$

Dimana :

- P_t = jumlah penduduk pada t tahun mendatang
 P_o = jumlah penduduk pada awal tahun proyeksi
 r = laju pertumbuhan rata-rata penduduk pertahun
 t = banyak perubahan tahun
 nt = urutan no data pada tahun ke mendatang t
 $n1$ = urutan no data pada tahun awal

2.7 Analisis Keseimbangan Air

Analisis ini bertujuan untuk mengetahui air dalam tampungan embung mencukupi kebutuhan yang diperlukan atau tidak. Analisis ini menggunakan prinsip persamaan keseimbangan air (*water balance*) antara debit yang masuk (*outflow*) dari perhitungan debit andalan dan debit keluar (*outflow*) dari perhitungan kebutuhan air.

$$S_{t+1} - S_{t+1} = I + R + L - O \quad (2.55)$$

Dimana:

S_{t+1} = volume tampungan air embung pada saat t+1

S_{t+1} = volume tampungan air embung pada saat t

I = volume debit *outflow*

R = volume curah hujan di daerah luasan embung, karena data *outflow* yang digunakan adalah hasil simulasi debit musiman dari data tersedia yang sudah memperhitungkan curah hujan di embung, maka $R=0$

L = volume kehilangan air di tampungan embung (rembesan dan evaporasi)

O = volume debit *outflow* untuk memenuhi kebutuhan pemasokan air

2.8 Perhitungan Flood Routing

Perhitungan penelusuran banjir melalui waduk menggunakan persamaan kontinuitas sebagai berikut:

$$\frac{I_1 + I_2}{2} \Delta t + \left(S_1 - \frac{Q_1}{2} \Delta t \right) = \left(S_2 + \frac{Q_2}{2} \Delta t \right) \text{ atau}$$

$$\frac{I_1 + I_2}{2} + \left(\frac{S_1}{\Delta t} - \frac{Q_1}{2} \right) = \left(\frac{S_2}{\Delta t} + \frac{Q_2}{2} \right) \quad (2.56)$$

Jika

$\frac{S_1}{\Delta t} - \frac{Q_1}{2} = \psi$ dan $\frac{S_2}{\Delta t} + \frac{Q_2}{2} = \varphi$ maka persamaan 2.55 Bisa ditulis sebagai berikut:

$$\frac{I_1 + I_2}{2} + \psi = \varphi$$

Dimana:

S_1 = *storage* pada permulaan t (m^3)

S_2 = *storage* pada akhir t (m^3)

I_1 = *inflow* pada permulaan t (m^3)

I_2 = *inflow* pada akhir t (m^3)

Q_1 = *outflow* pada permulaan (m^3)

Q_2 = *outflow* pada akhir t (m^3)

Δt = periode penelusuran

Karena embung direncanakan memiliki saluran pengeluaran berupa bangunan pelimpah (*spillway*), maka nilai S_1 diukur dari datum puncak bangunan pelimpah. Sedangkan untuk mendapatkan nilai Q digunakan persamaan:

$$Q = C B H^{3/2} \quad (2.57)$$

Dimana:

C = koefisien debit bangunan pelimpah

B = panjang ambang bangunan pelimpah (m)

H = tinggi energi di atas ambang bangunan pelimpah

$$= h + \frac{\alpha v^2}{2g}$$

h = tinggi air di atas ambang bangunan pelimpah (m)

α = koefisien pembagian kecepatan arus

v = kecepatan rata-rata arus didepan abang bangunan pelimpah (m/s)

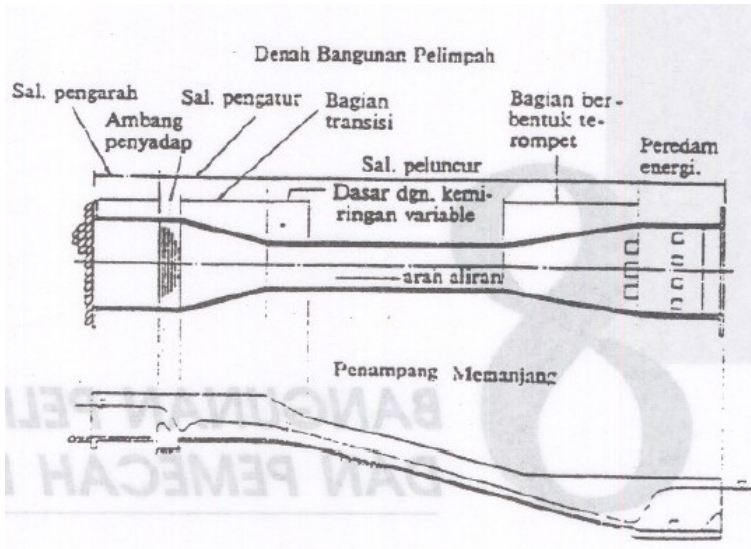
g = percepatan gravitasi , 9.81 m/s^2

pada umumnya kecepatan air didepan ambang bangunan pelimpah sangat kecil sehingga dapat diabaikan dan nilai $H = h$

2.9 Perencanaan Bangunan Pelimpah/*Spillway*

Tipe bangunan plimpah yan umum digunakan adalah tipe bangunan pelimpah terbuka dengan ambang tetap. Bangunan pelimpah tipe ini terdiri dari empat bagian utama yakni saluran

pengarah aliran, saluran pengatur airan, salran peluncur dan peredam energi. Contoh bagian bangunan pelimpah bisa dilihat pada Gambar 2.2

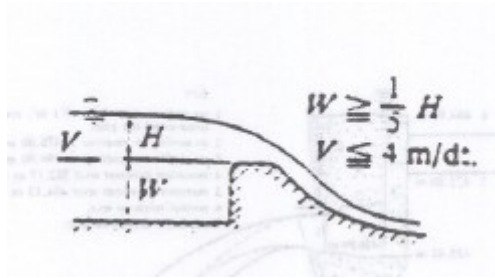


Gambar 2. 2 Skema Sebuah Tipe Bangunan Peimpah Pada Bendungan

(Sumber: Suyono, 2002)

2.9.1 Saluran Pengarah Aliran

Saluran pengarah aliran berfungsi sebagai pengarah aliran agar aliran selalu dalam kondisi hidraulik yang baik. Aliran air yang masuk dalam saluran pengarah aliran direncanakan memiliki kecepatan maksimum 4 m/s. apabila kecepatan lebih dari 4 m/s, aliran akan bersfitak helosoidal. Aliran helosoidal akan mengakibatkan peningkatan beban hidro dinamis pada bangunan pelimpah. Kedalaman dasar saluran pengarah aliran biasanya diambil lebih besar dari $\frac{1}{5}$ tinggi rencana limpasan diatas mercu ambang pelimpah. Selain itu perencanaan dimensi saluran pengarah juga disesuaikan dengan topografi.

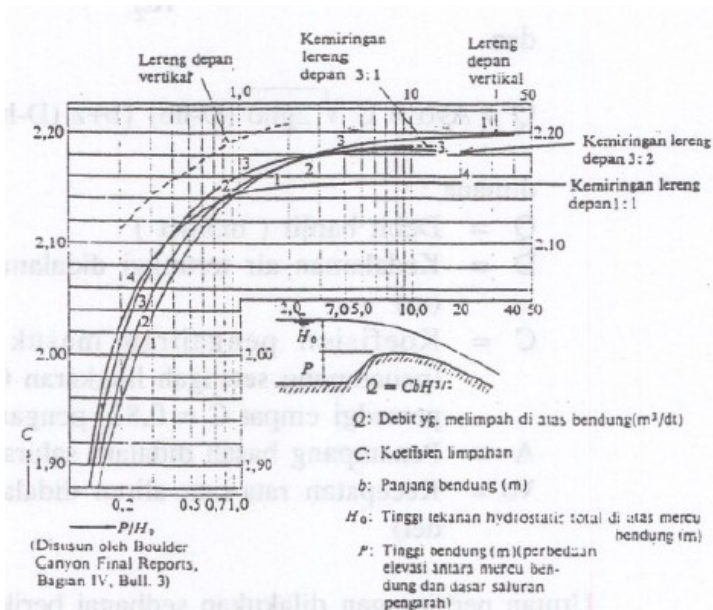


Gambar 2. 3 Saluran Pengarah Aliran Dan Ambang Pengatur Debit Pada Sebuah Bangunan Pelimpah
(Sumber: Suyono, 2002)

2.9.2 Saluran Pengatur Aliran

Saluran pengatur aliran berfungsi sebagai pengatur kapasitas-aliran (debit) air yang melintasi bangunan pelimpah. Saluran pengatur terdiri dari berbagai bentuk seperti tipe ambang bebas, tipe bendung pelimpah dan tipe pelimpah samping.

Bendung pelimpah dibuat untuk lebih meningkatkan pengaturan serta memperbesar debit air yang akan melintasi bangunan pelimpah. Dimensi bendung pelimpah dapat diperoleh melalui persamaan 2.56 yakni: $Q = C.L.H^{3/2}$ dimana nilai koefisien limpahan (biasanya bernilai 2,0 s/d 2,1). Sebenarnya nilai C ini berkaitan dengan beberapa faktor seperti; kedalaman air di dalam saluran pengarah aliran, kemiringan lereng udik, tinggi air di atas mercu bendung, dan perbedaan antara tinggi air-rencana pada saluran pengatur aliran yang bersangkutan. Untuk menentukan nilai C akibat faktor-faktor tersebut bisa dilihat pada Gambar 2.4



Gambar 2. 4 Koefisien Limpahan Dari Berbagai Tipe Bendung (Yang Dipengaruhi Oleh Kedalaman Air Dalam Saluran Pengarah)
(Sumber: Suyono, 2002)

L adalah lebar efektif mercu bendung, menurut *Civil Engineering Department U.S Army* = $L' - 2(N.K_p + K_a)H$, dimana L' (panjang bendung sesungguhnya), N (jumlah pilar), K_p (koefisien kontraksi pilar), K_a (koefisien kontraksi dinding samping) dan H (tinggi tekanan total di atas mercu bedung)

Tipe pelimpah samping adalah bangunan pelimpah yang saluran peluncurnya berposisi menyamping terhadap saluran pengatur aliran di udiknya. Hal yang harus diperhatikan dalam perencanaan pelimpah jenis ini adalah debit banjir yang melintasinya tidak menyebabkan aliran yang menenggelamkan bendung pada saluran pengatur. Karena ini saluran samping dibuat cukup rendah terhadap bendung. Perbedaan elevasi muka air di udik dan di hilir bendung pengatur tidak kurang dari $2/3$

kali tinggi air di atas mercu bendung tersebut. Perhitungan hidrolika untuk saluran samping adalah sebagai berikut:

$$Q_x = q \cdot x \quad (2.58)$$

$$v = a \cdot x^n \quad (2.59)$$

$$y = \frac{n+1}{n} h v \quad (2.60)$$

Dimana:

Q_x = debit pada titik x (m^3/dt)

Q = debit per unit lebar (m^3/dt)

x = jarak antara tepi udik bendung dengan suatu titik pada mercu bendung (m)

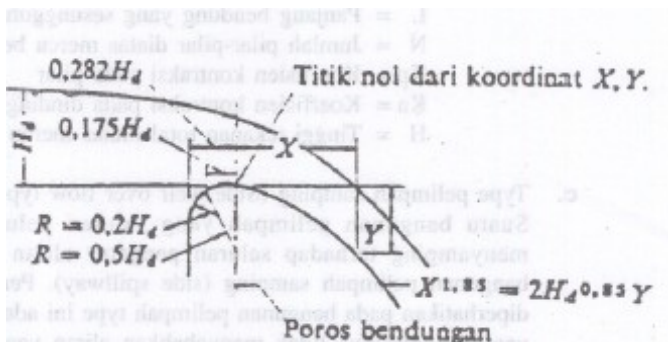
v = kecepatan rata-rata aliran air di dalam suatu titik pada mercu bendung (m/dt)

a = koefisien yang berhubungan dengan kecepatan aliran air didalam saluran samping

n = eksponen untuk kecepatan aliran air didalam saluran samping (antara 0.4-0.8)

y = perbedaan elevasi antara mercu bendung dengan permukaan air didalam saluran samping pada bidang Ax yang melalui titik tersebut.

H_v = tinggi tekanan kecepatan aliran ($h_v = v^2/2g$)



Gambar 2. 5 Skema Aliran Air Melintasi Sebuah Bendung
(Sumber: Suyono, 2002)

2.9.3 Saluran Transisi Dan Saluran Peluncur

Saluran transisi diusahakan berbentuk sesimetris mungkin untuk menghindari aliran-aliran yang helisoidal didalam saluran. Untuk bangunan pelimpah yang relatif kecil biasanya saluran transisi dibuat dengan dinding tegak yang makin menyempit ke hilir dengan inklinasi $12^{\circ}30'$ terhadap saluran peluncur.

Saluran peluncur (*flood way*) harus direncanakan sesuai dengan persyaratan sebagai berikut:

- Agar air yang melimpah dari saluran pengatur mengalir dengan lancar tanpa hambatan hidrolis
- Agar konstruksi saluran peluncur cukup kokoh dan stabil dalam menerima saluran beban yang timbul
- Agar biaya konstruksi diusahakan seekonomis mungkin.

Berikut adalah perhitungan hidrolika saluran peluncur yang didasarkan pada teori Bernoulli:

1) Perhitungan sistem coba-banding pertama.

Persamaan kekekalan energi dalam aliran Bernoulli

$$z_1 + d_1 + h_{v1} = z_2 + d_2 + h_{v2} + h_2 \quad (2.61)$$

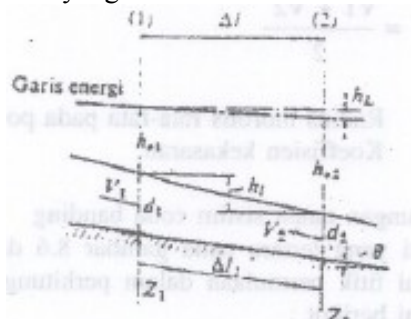
Dimana:

z = elevasi dasar saluran pada suatu bidang vertikal

d = kedalaman air pada bidang tertentu

h_v = tinggi tekanan kecepatan pada bidang tertentu

h_2 = kehilangan +tinggi tekanan yang terjadi diantara dua buah bidang vertikal yang ditentukan



Gambar 2. 6 Skema Penampang Aliran Pada Saluran Peluncur
(Sumber: Suyono, 2002)

2) Perhitungan sistem coba-banding kedua

Sistem ini memperhatikan aliran air di dalam saluran peluncur sepanjang ΔL yang dibatasi oleh bidang-1 pada bagian udiknya dan bidang -2 yang diambil sembarangan, lihat Gambar 2.6 Maka akan diperoleh persamaan:

$$h_c = \frac{v_1^2}{2g} + \frac{v_2^2}{2g} + \frac{n^2 \bar{v}^2}{\bar{R}^3} x \Delta L_1 \quad (2.62)$$

$$h_c = d_1 + \Delta L_1 \sin \theta - d_2 \quad (2.63)$$

dan

$$h_c = d_1 + \Delta L_1 \tan \theta - d_2 \quad (2.64)$$

Dimana:

h_c = perbedaan elevasi permukaan air pada bidang 1 dan bidang 2

v_1 = kecepatan aliran alir pada bidang -1

v_2 = kecepatan aliran alir pada bidang -2

d_1 = kedalaman air pada bidang-1

d_2 = kedalaman air pada bidang-2

ΔL_1 = panjang lereng dasar di antara bidang-1 dan bidang-2

ΔL = jarak horizontal antara kedua bidang

Θ = sudut lereng dasar saluran

r = radius hidrolika rata-rata pada potongan saluran yang dialiri

n = koefisien kekasaran

3) Perhitungan tanpa sistem coba-banding

Seperti pada Gambar 2.6 dan menganggap bidang-2 sebagai titik permulaan dalam perhitungan dengan rumus Bernoulli sebagai berikut:

$$\frac{v_1^2}{2g} + d_1 + S_o \Delta L = \frac{v_2^2}{2g} + d_2 + h_2 \quad (2.65)$$

Dan karena $h_2 = S \cdot \Delta L_1$ maka persamaan tersebut menjadi

$$\Delta L = \frac{\frac{v_2^2}{2g} + d_2 - \frac{v_1^2}{2g} - d_1}{S_o - S} \quad (2.66)$$

Dimana:

ΔL = jarak horizontal antara bidang-1 dan bidang -2

h_2 = kehilangan tinggi tekanan

$h_2/\Delta L$ = kehilangan tinggi tekanan per-unit jarak horizontal

v_1, v_2 = kecepatan-kecepatan aliran berturut-turut pada bidang -1 dan -2

d_1, d_2 = kedalaman air berturut-turut pada bidang -1 dan bidang -2

So = kemiringan dasar saluran peluncur. Kemiringan saluran peluncur disesuaikan dengan topografi dan untuk memperoleh hubungan yang kontinu antara saluran peluncur dan saluran peredam energi. Maka sudut kemiringan dasar saluran biasanya berubah-ubah dalam berbagai variasi.

Saluran peluncur lebih baik memiliki penampang melintang yang kecil untuk memperkecil volume pekerjaan. Namun saluran yang kecil memiliki masalah dalam usaha peredaman energi. Oleh karena ini terkadang pada bagian hilir saluran diperlebar. Pada hakekatnya metode perhitungan untuk merencanakan bagian saluran yang berbentuk terompet ini belum ada, akan tetapi disarankan agar sudut pelebaran (Θ) tidak melebihi besarnya sudut yang diperoleh dari persamaan:

$$\tan \theta = \frac{1}{3F} \quad (2.67)$$

$$F = \frac{v}{\sqrt{gd}} \quad (2.68)$$

Dimana:

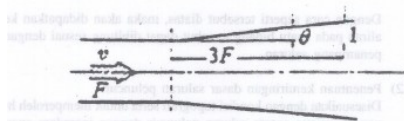
Θ = sudut pelebaran

f = angka Froude

d = kedalaman air (m)

v = kecepatan aliran air (m/dt)

g = gravitasi (m/dt²)



Gambar 2. 7 Bagian Berbentuk Terompet Dari Saluran Peluncur Pada Bangunan Pelimpah
(Sumber: Suyono, 2002)

2.9.4 Peredam Energi

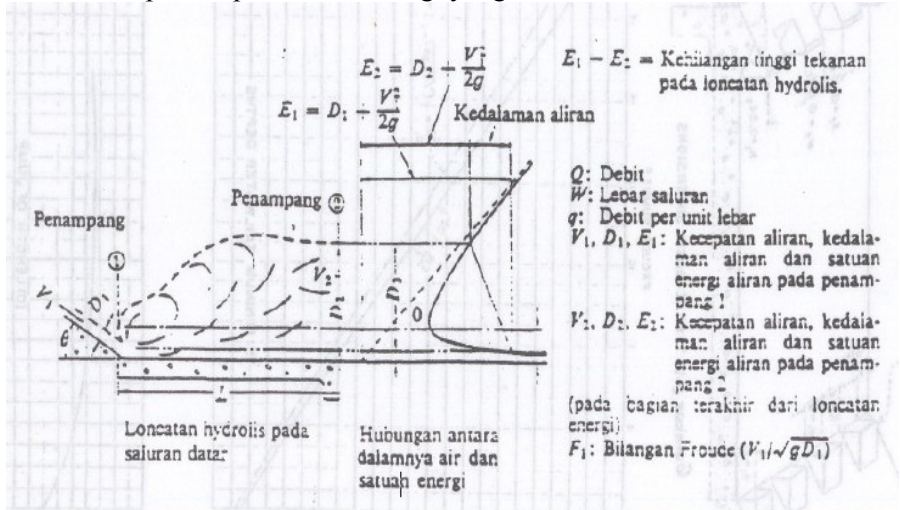
Sebelum aliran air yang melintasi bangunan pelimpah dikembalikan lagi kesungai, aliran dengan kecepatan tinggi yang memiliki energi dan daya penggerus yang besar harus direduksi hingga mencapai tingkat normal. Sehingga aliran yang masuk ke sungai tidak membahayakan kestabilan alur sungai yang bersangkutan. Untuk mereduksi energi tersebut, maka diujung aliran peluncur biasanya terdapat bangunan peredam energi.

Bangunan energi terdiri dari berbagai macam salah satunya yakni tipe kolam olakan. Salah satu jenis kolam olak adalah tipe kolam olak tipe USBR . Perencanaan tipe kolam olak USBR tergantung dari energi yang masuk. Energi tersebut dinyatakan dalam bilangan Froude.

Tipe USBR sedniri dibagi menjadi 4 tipe sebagai berikut:

1) USBR tipe I :

Kolam olak tipe ini hanya sesuai untuk mengalirkan debit yang relatif kecil dengan kapasitas peredaman energi yang kecil dan kapasitas peredaman energi yang kecil

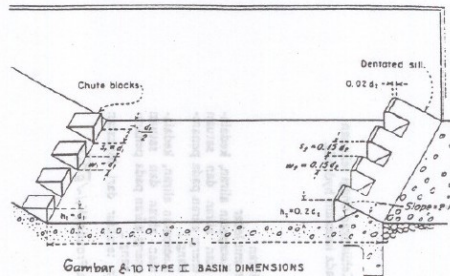


Gambar 2. 8 Kolam USBR Tipe I.

(Sumber: Suyono, 2002)

2) USBR tipe II :

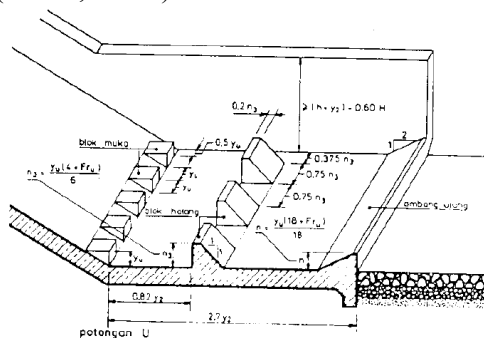
Kolam olakan tipe II cocok untuk aliran dengan tekanan hidrostatik tinggi (>60) dan debit yang besar ($q > 45 \text{ m}^3/\text{dt}$) serta bilangan Froude > 4.5 . Peredaman energi terjadi akibat gesekan antara molekul-molekul air didalam kolam dan dibantu oleh perlengkapan-pelengkapan yang dibuat berupa gigi-gigi pemecah aliran di pinggir udik dasar kolam dan ambang bergerigi di pinggir lainnya



Gambar 2. 9 Kolam USBR Tipe II
(Sumber: Suyono, 2002)

3) USBR tipe III

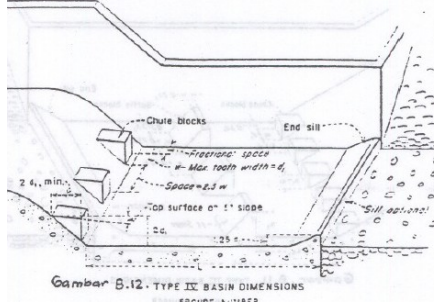
Prinsip kerja tipe III mirip dengan tipe II namun tipe ini lebih cocok untuk aliran dengan tekanan hidrostatik yang rendah, debit yang agak kecil ($q < 18.5 \text{ m}^3/\text{dt}$), bilangan Froude > 4.5 dan kecepatan aliran ($V < 18.0 \text{ m}/\text{dt}$)



Gambar 2. 10 Kolam USBR Tipe III
(Sumber: Suyono, 2002)

4) USBR tipe IV

Kolam olakan tipe IV paling cocok untuk aliran dengan tekanan hidrostatik yang rendah dan debit yang besar per unit lebar, yaitu untuk aliran dalam kondisi super kritis dengan bilangan Froude 2.5 s/d 4.5.



Gambar 2. 11 Kolam USBR Tipe IV

(Sumber: Suyono, 2002)

Kedalaman kolam olakan didasarkan pada tinggi luncuran hidrolis aliran ditambah tinggi jagaan yang diperlukan untuk mengimbangi kenaikan permukaan air yang terjadi dibagian hilirnya.

$$D_2 = -\frac{D_1}{2} + \sqrt{\frac{D_1^2}{4} + \frac{2V_1^2 D_1}{g}} \quad (2.69)$$

dimana

$$D_2 = -\frac{D_1}{2} + \sqrt{\frac{D_1^2}{4} + \frac{2V_1^2 D_1}{g D_1}} \quad (2.70)$$

D_1 dan D_2 adalah kedalaman air, lihat Gambar (kolam olak 1). Apabila pada persamaan .Komponen D_1 dipindahkan ke kanan dan harga $\frac{V_1^2}{g D_1} = Fr^2$ maka diperoleh persamaan sebagai berikut:

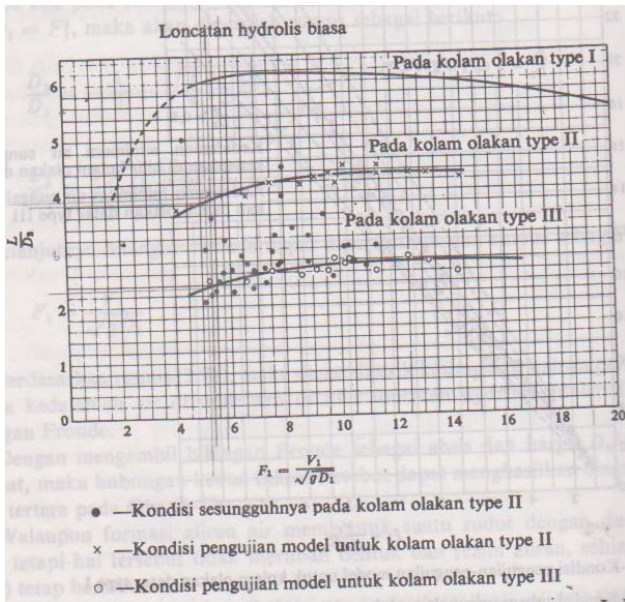
$$\frac{D_1}{D_2} = -\frac{1}{2} + \sqrt{\frac{1}{4} + 2Fr^2} \quad (2.71)$$

Atau

$$\frac{D_1}{D_2} = \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8Fr^2} - 1) \quad (2.72)$$

Ukuran memanjang kolam olakan tergantung dari bilangan Froude aliran yang akan melintasi kolam tersebut.

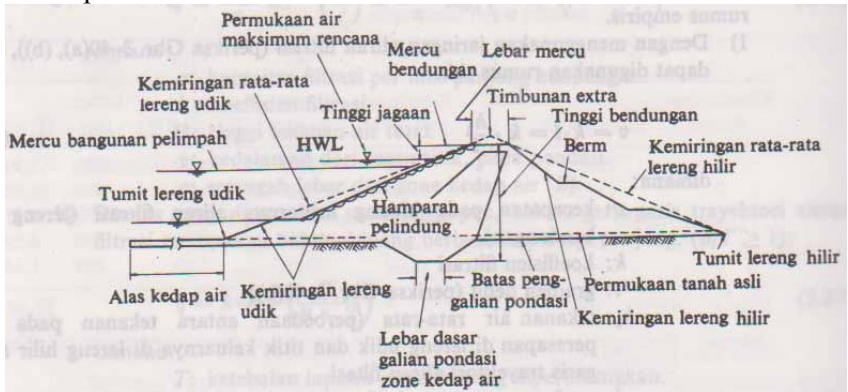
Panjang kolam olakan untuk masing-masing jenis bisa ditentukan melalui Gambar 2.12



Gambar 2. 12 Panjang Loncatan Hidrolis Pada Kolam Olakan Datar Tipe I, II dan III
(Sumber: Suyono, 2002)

2.10 Perencanaan Tubuh Embung

Beberapa istilah penting untuk bendungan urugan bisa dilihat pada Gambar 2.13



Gambar 2. 13 Beberapa Istilah Untuk Bendungan Urugan

(Sumber: Suyono, 2002)

2.10.1 Tinggi Jagaan

Untuk mendapatkan harga tinggi jagaan bisa dihitung dengan persamaan:

$$H_f \geq \Delta h + \left(h_c \text{ atau } \frac{h_e}{2} \right) + h_a + h_i \quad (2.73)$$

Dimana:

Δh = tinggi kemungkinan kenaikan permukaan air waduk yang terjadi akibat timbulnya banjir abnormal (m)

h_w = tinggi ombak akibat tiupan angin (m)

h_e = tinggi ombak akibat tiupan angin (m)

h_a = tinggi kemungkinan kenaikan permukaan air waduk, apabila terjadi kemacetan-kemacetan pada pintu bangunan pelimpah (m)

h_i = tinggi tambahan berdasarkan tipe pelimpah (m)

H_f = tinggi jagaan (m)

2.10.2 Lebar Mercu Embung

Lebar mercu yang memadai diperlukan untuk jalan inspeksi dan juga supaya bagian puncak tahan terhadap hempasan ombak di atas permukaan lereng yang berdekatan dengan mercu

tersebut serta dapat bertahan terhadap aliran filtrasi yang melalui mercu bagian puncak. Untuk mendapatkan lebar mercu digunakan persamaan sebagai berikut;

$$B = 3.6 H^{1/3} - 3,0 \quad (2.74)$$

Dimana

B = lebar mercu

H = tinggi bendungan

2.11 Analisis Stabilitas Pelimpah

2.11.1 Gaya-gaya yang bekerja

Gaya-gaya yang terjadi pada bangunan pelimpah akibat dari:

1) Berat sendiri bangunan pelimpah

Berikut adalah persaaan untuk mengetahui nilai gaya akibat dari beban sendiri

$$G = \gamma_m \times A \quad (2.75)$$

Dimana :

G = gaya akibat erat sendiri (ton/m)

γ_m = berat volume material (ton/m³)

A = luas penampang (m²)

2) Tekanan air

Gaya akibat tekanan air dinyatakan dengan persamaan:

$$P = \gamma_w \times h \quad (2.76)$$

Dimana :

γ_w = berat volume air (ton/m³)

h = tinggi air (m)

P = tekanan hidrostatik (ton/m²)

3) Tekanan tanah

Untuk mengetahui tekanan tanah pada bangunan pelimpah digunakan

$$P = \gamma_{\text{tanah}} \times h \times K \quad (2.77)$$

Dimana:

γ_w = berat volume tanah (ton/m³)

h = tinggi tanah (m)

K = koefisien tekana tanah (pasif atau aktif)

4) Tekanan ke atas (*up lift*)

$$U = \gamma_w \times A \quad (2.78)$$

Dimana:

U = tekanan *up lift* (ton/m)

A = luas diagram tekanan ke atas (m^2)

Untuk mengetahui tekanan air pada titik yang ditinjau digunakan persamaan:

$$Ux = Hx - \left(\frac{Lx}{L} x \Delta H \right) \quad (2.79)$$

Dimana:

Ux = tekanan air pada titik yang ditinjau (ton/m^2)

Hx = tinggi air dihilu bendungan ditinjau dari titik x (m)

Lx = panjang total jalur rembesan (m)

ΔH = beda tinggi energi (m)

2.11.2 Kontrol stabilitas

Bangunan pelimpah harus direncanakan stabil atau aman terhadap semua gaya-gaya yang bekerja pada bangunan sehingga tidak terjadi kegagasan konstruksi. Oleh karena itu dimensi bangunan pelimpah harus cukup dan memiliki syarat keamanan yang ditentukan. Control stabilitas bangunan pelimpah terdiri dari:

1) Aman terhadap guling

Nilai angka keamanan terhadap guling dinyatakan:

$$\frac{\sum Mp}{\sum Mg} \geq SF \quad (2.80)$$

Dimana:

Mp = momen tahanan (ton.m)

Ms = momen guling (ton.m)

Sf = angka keamanan (1.0 – 1.5)

2) Aman terhadap geser

Persamaan untuk mengetahui angka keamanan terhadap geser:

$$\frac{fx \sum V}{\sum H} \geq SF \quad (2.81)$$

Dimana :

ΣH = jumlah gaya horizontal (ton)

ΣV = jumlah gaya vertikal (ton) yakni gaya vertikal dikurang gaya tekanan keatas

SF = angka keamanan (1.0- 1.5)

F = koefisien gesekan ($\tan\phi$) dimana ϕ adalah sudut geser

3) Aman terhadap ambles

Tegangan tanah akibat beban bangunan pelimpah harus lebih kecil dari tegangan ijin tanah tersebut. Tegangan tanah dapat dihitung dengan persamaan:

$$\sigma = \frac{Rv}{L} \left(1 \pm \frac{6e}{L}\right) \quad (2.82)$$

Dimana:

σ = tegangan jin

L = panjang telapak pondasi

Rv = resultante gaya vertikal

e = eksentrisitas = $\frac{L}{2} - \frac{m}{Rv} \leq 1/6L$

4) kontrol tebal lantai olak

$$dx \geq s \frac{Px - Wx}{\gamma} \quad (2.83)$$

Dimana:

Dx = tebal lantai pada titik x (m)

Px = gaya angkat pada titik x (m)

Wx = kedalaman air pada titik x (m)

γ = berat jenis baha (kg/m³)

S = faktor keamanan. 1.5 untuk kondisi normal dan 1.25 untuk kondisi ekstrim

2.12 Analisis Stabilitas Tubuh Embung

Bendungan yang direncanakan harus memenuhi persyaratan keamanan. Aman terhadap kegagalan hidrolis, aman terhadap aliran rembesan atau filtrasi dan aman terhadap kegagalan struktural. Kriteria keamanan tersebut dijelaskan dalam panduan perencanaan bendungan urugan Volume 3 Bab IV tahun 1999.

Analisis dan perhitungan untuk stabilitas tubuh bendungan urugan terdiri dari tiga kegiatan utama yakni:

- Mengadakan analisis dan investigasi terhadap gaya-gaya yang akan bekerja pada tubuh bendungan

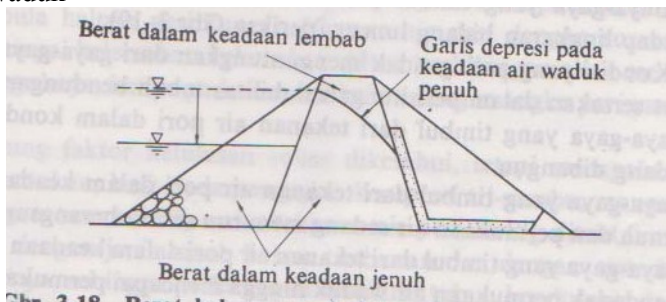
- Mengadakan analisis- analisis dan perhitungan-perhitungan pada stabilitas lereng-lereng calon tubuh bendungan
- Mengadakan analisis- analisis dan perhitungan pada stabilitas calon tubuh bendungan terhadap gaya-gaya yang timbul oleh adanya aliran filtrasi di dalam tubuh bendungan tersebut.

Gaya-gaya yang berpengaruh pada tubuh bendungan adalah:

1) Berat tubuh bendungan

Berat beban tubuh bendungan diambil dalam kondisi yang paling tidak menguntungkan yakni:

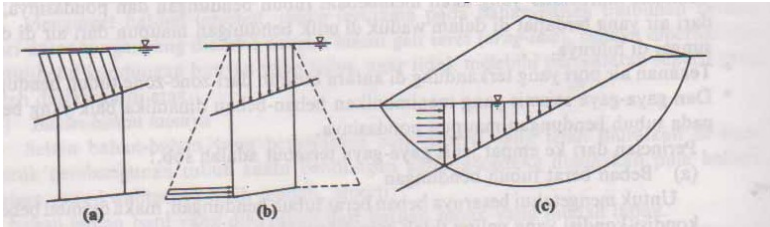
- a. Pada kondisi lembab segera sesudah bendungan dibangun
- b. Pada kondisi elevasi air maksimum
- c. Pada kondisi dimana terjadi penurunan mendadak permukaan waduk



Gambar 2. 14 Berat Bahan yang Terletak Di bawah Garis Depresi
(Sumber: Suyono, 2002)

2) Tekanan hidrostatik

Pada perhitungan stabilitas bendungan dengan metode irisan (*slice method*), biasanya beban hidrostatik yang bekerja pada lereng udik bendungan dapat digambarkan dalam tiga cara seperti pada Gambar 2.15



Gambar 2. 15 Beberapa Skema Pemebebanan Oleh Tekanan-
Tekanan Hidrostatik Pada Bidang Datar

(Sumber: Suyono, 2002)

- 3) Tekanan air pori pada tubuh bendungan
Gaya tekanan air pori dianggap bekerja tegak lurus terhadap lingkaran bidang luncur.

- 4) Gaya seismis (gempa)

2.12.1 Stabilitas Lereng Tubuh Embung

Konstruksi tubuh bendungan biasanya direncanakan dengan faktor keamanan 1,2 atau lebih. Analisis dilakukan dalam kondisi tubuh embung yang paling tidak menguntungkan yakni:

- 1) Embung dalam kondisi penuh dan aliran air filtrasi dalam kondisi laminar
- 2) Dalam tubuh bendungan dianggap masih terdapat tekanan air pori yang timbul pada saat segera sesudah bendungan selesai dibangun
- 3) Embung dalam keadaan terisi setengah dan aliran air filtrasi dalam bendungan bersifat laminar
- 4) Dalam keadaan permukaan air dalam embung berfluktuasi dengan intensitas yang besar tetapi dengan periode yang pendek.
- 5) Pada tampungan yang kecil biasanya terjadi kenaikan air melebihi elevasi permukaan penuhnya, maka diperlukan pemeriksaan terhadap stabilitas bendungan pada elevasi maksimum.

Metode perhitungan stabilitas tubuh bendungan dengan metode irisan bidang luncur bundar: andaikan bidang luncur bundar dibagi menjadi beberapa irisan, maka faktor keamanan diperoleh menggunakan persamaan sebagai berikut:

$$f_s = \frac{\sum\{C.l + (N - U - N_e)\tan\phi\}}{\sum(T + T_e)} \quad (2.84)$$

Dimana:

F_s = faktor keamanan

N = beban komponen vertikal yang timbul dari berat setiap irisan bidang lurus ($\gamma A \cos \alpha$)

T = beban komponen tangensial yang timbul dari berat setiap irisan bidang lurus ($\gamma A \sin \alpha$)

U = tekanan air pori yang bekerja pada setiap irisan bidang lurus

N_e = komponen vertikal beban seismis yang bekerja pada setiap irisan bidang lurus ($e \cdot \gamma \cdot A \cdot \sin \alpha$)

T_e = komponen tangensial beban seismis yang bekerja pada setiap irisan bidang lurcunya ($e \cdot \gamma \cdot A \cdot \cos \alpha$)

ϕ = sudut gesekan dalam bahan yang membentuk dasar setiap irisan bidang lurus

C = angka kohesi bahan yang membentuk dasar setiap irisan bidang lurus

Z = lebar setiap irisan bidang lurus

e = intensitas seismis horizontal

γ = berat isi dari setiap bahan pembentuk irisan bidang lurus

A = luas dari setiap bahan pembentuk irisan bidang lurus

α = sudut kemiringan rata-rata dasar setiap irisan bidang lurus

V = tekanan air pori

Selain menggunakan perhitungan secara manual, analisis stabilitas lereng tubuh bendungan juga bisa menggunakan *software* geostudio slope/W. *Software* tersebut menyediakan beberapa metode perhitungan untuk mengukur angka keamanan lereng. Metode tersebut diantaranya yakni metode Fellenius, Bishop, Janbu dan Spencer.

2.12.2 Stabilitas Terhadap Aliran Filtrasi Pada Tubuh Embung

Untuk mengetahui kemampuan daya tahan tubuh bendungan serta pondasinya terhadap aliran filtrasi diperlukan penelitian mengenai beberapa hal:

- 1) Formasi garis depresi.

Diperoleh dengan metode Casagrande. Garis depresi diperoleh dengan menggunakan persamaan sebagai berikut dengan acuan Gambar 2.16 dimana ujung tumit bagian hilir sebagai titik permulaan:

$$x = \frac{y^2 - y_o^2}{2y_o} \quad (2.85)$$

Atau

$$y = \sqrt{2y_o x + y_o^2} \quad (2.86)$$

Dan

$$y_o = \sqrt{h^2 + d^2} - d \quad (2.87)$$

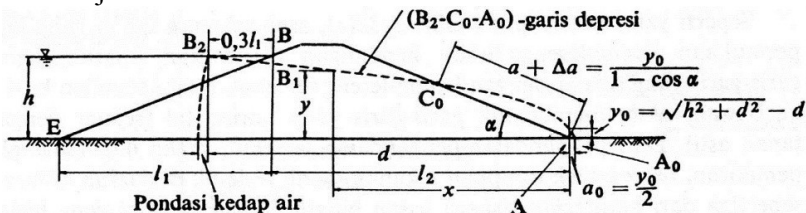
Dimana

H = jarak vertikal antara titik-titik A dan B

D = jarak horizontal antara titik B2 dan A

I1 = jarak horizontal antara titik B dan E

I2 = jarak horizontal antara titik B dan A



Gambar 2. 16 Garis Depresi Pada Bendungan Homogen
(Sumber: Suyono, 2002)

2) Kapasitas aliran filtrasi pada bendungan tidak boleh melebihi kapasitas tertentu supaya tidak menimbulkan *piping* dan *boiling* yang akan membahayakan kestabilan bendungan. Untuk mengetahui besarnya kapasitas filtrasi dapat dilakukan dengan menggunakan jaringan trayektori aliran filtrasi atau dengan rumusan empiris.

Apabila K_v dan K_h tidak sama:

$$K = \sqrt{K_v + K_h} \quad (2.88)$$

Dimana

K = koefisien filtrasi yang dimodifisir

K_v = koefisien filtrasi horizontal

K_h = koefisien filtrasi vertikal

Memperkirakan kapasitas filtrasi dengan rumus empiris:

$$Qf = \sum q \cdot B, \quad q = k \cdot i \cdot A \quad (2.89)$$

Dimana

Qf = kapasitas filtrasi

Q = kapasitas filtrasi per unit panjang tubuh bendungan

B = lebar profil tubuh bendungan

K = koefisien filtrasi

I = gradient hidrolis ($y_o = \sqrt{(h^2 + d^2)} - d$)

A = luas potongan lintang yang dilalui air filtrasi per unit lebar

Selain menggunakan perhitungan secara manual perhitungan analisis debit aliran air pada tubuh bendungan juga bisa menggunakan *software* geostudio seep/W.

Halaman ini sengaja dikosongkan

BAB III METODOLOGI

Projek tugas akhir ini merupakan perencanaan embung ohoinol. Dalam merencanakan embung tentunya memerlukan suatu tahapan-tahapan yang harus dilakukan. Tahapan tersebut harus disusun secara tepat dan baik untuk mengoptimalkan dan mempermudah proses perencanaan embung. Pada bab ini penulis akan menjelaskan mengenai tahapan perencanaan embung ohoinol di Kabupaten Maluku Tenggara sehingga diperoleh perencanaan embung yang optimal.

Proses perencanaan embung ini secara garis besar terdiri dari proses persiapan dan pengumpulan data, proses pengolahan data, dan proses perencanaan, analisis dan kesimpulan. Diagram alir perencanaan embung bisa dilihat pada Gambar 3.1

3.1 Tahap Persiapan Dan Pengumpulan Data

Tahap persiapan dimulai dari mengumpulkan informasi awal yang dibutuhkan untuk mengidentifikasi suatu masalah yang ada kemudian merumuskan suatu solusi untuk mengatasi masalah tersebut. Dalam hal ini masalah yang dihadapi adalah kekeringan yang terjadi di desa ohoinol Maluku Tenggara. Setelah merumuskan suatu solusi berupa pembangunan embung, maka diperlukan data penunjang untuk memastikan solusi tersebut bisa dilaksanakan. Data yang dibutuhkan untuk proses perencanaan embung adalah sebagai berikut:

- Data topografi
- Data hujan
- Data klimatologi
- Data penduduk
- Data tanah

Data-data tersebut diperoleh dari stasiun meteorologi Dumatubun Tual dan dari hasil survey lokasi yang dilakukan oleh konsultan teknik Firma Angel.

3.2 Tahap Pengolahan Data

Setelah memperoleh data yang dibutuhkan untuk proses perencanaan, data tersebut diolah untuk mendapatkan hasil perencanaan embung.

3.2.1 Pengolahan data topografi

Data topografi digunakan untuk menentukan lokasi dibangunnya tubuh embung. Selain itu data topografi juga untuk mengetahui luas daerah pengaliran sungai. Dari peta topografi juga bisa diperoleh grafik luas genangan dan tampungan waduk terhadap elevasi air

3.2.2 Pengolahan data hujan

Data hujan diperlukan untuk analisis hidrologi. Sebelum masuk analisis hidrologi, data hujan dari stasiun hujan terlebih dahulu diolah untuk mendapatkan nilai hujan maksimum setiap tahun. Kemudian analisis hidrologi yang akan dilakukan menyangkut analisis hujan rencana dan analisis debit banjir. Analisis hujan rencana menyangkut perhitungan dengan menggunakan distribusi periode ulang. Analisis distribusi yang akan digunakan adalah distribusi normal, distribusi Gumbell dan distribusi log pearson III. Distribusi yang digunakan harus lolos uji kecocokan Chi-kuadrat dan uji kecocokan Sminov-Kolmogorov.

Setelah dinyatakan lolos uji distribusi, maka analisis debit banjir bisa dihitung dengan menggunakan distribusi yang terpilih. Analisis untuk mengetahui debit banjir terdiri dari banyak metode. Dalam perencanaan ini akan digunakan metode Haspers, rasional Mononobe, Der Weduwen, dan untuk mengetahui hidrograf banjir dilakukan analisis Hidrograf satuan sintetis (HSS) Nakayasu, HSS Snyder dan HSS ITB. Nilai debit banjir ini selanjutnya akan digunakan untuk melakukan *routing* banjir pada pelimpah sekaligus sebagai dasar perencanaan pelimpah embung.

3.2.3 Pengolahan data klimatologi

Data klimatologi diolah untuk mendapatkan nilai evapotranspirasi. Nilai ini penting karena berkaitan dengan jumlah ketersediaan air di embung. Selain itu dari data

klimatologi akan dilakukan analisis debit andalan untuk mengetahui ketersediaan air pada embung dengan metode NRECA dan FJ Mock.

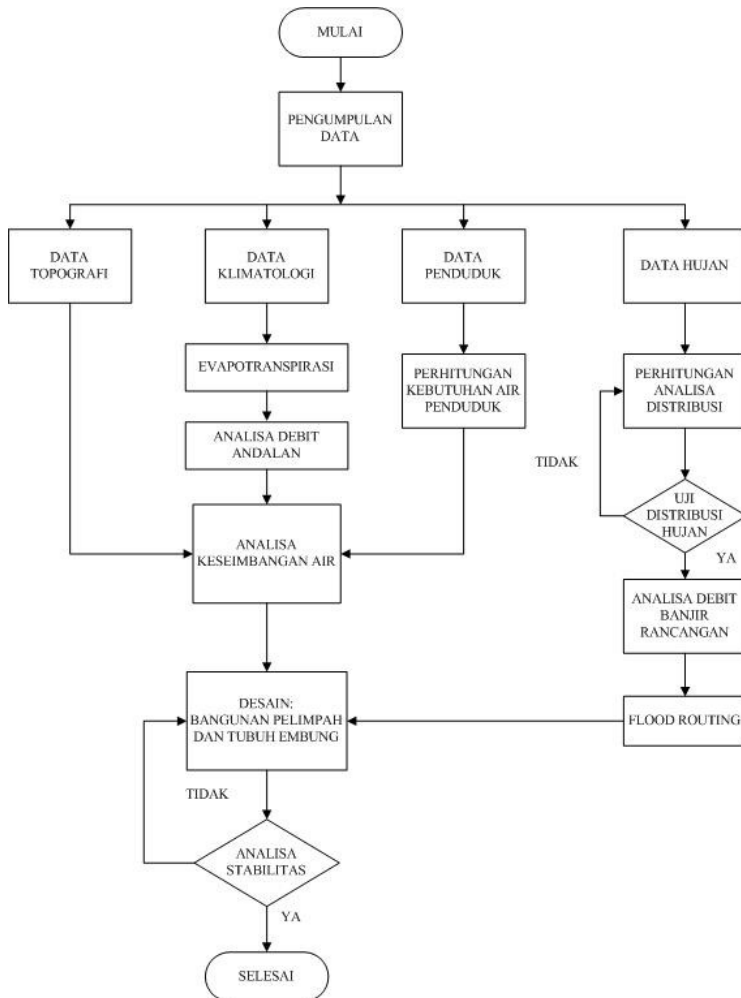
3.2.4 Pengolahan data penduduk

Untuk mengetahui jumlah kebutuhan air untuk penduduk dibutuhkan data penduduk. Kemudian dilakukan proyeksi jumlah penduduk selama usia embung yang akan direncanakan. Sehingga diketahui berapa air yang dibutuhkan.

3.3 Tahap Desain, Analisis Dan Kesimpulan

Tahap desain terdiri dari desain bangunan pelimpah (*spillway*) dan tubuh embung. Desain *spillway* meliputi desain bangunan pelimpah tipe ogee, desain saluran peluncur dan desain kolam olak. Sedangkan desain tubuh embung mencakup desain dimensi tubuh embung dan material urugan yang akan digunakan.

Semua desain harus dilakukan analisis kesetabilannya dimana analisis stabilitas baik pada bagian *spillway* maupun tubuh embung. Pada tahapan ini data tanah akan digunakan. Jika dimensi bangunan yang kestabilannya telah memenuhi persyaratan telah didapat maka proses perencanaan selesai. Sehingga dari proses perencanaan tersebut bisa ditarik suatu kesimpulan mengenai dimensi konstruksi embung dan akan dituangkan dalam bentuk gambar perencanaan.



Gambar 3. 1 Diagram Alir Perencanaan Embung Ohinol

BAB IV

ANALISIS HIDROLOGI

4.1 Analisis Hujan Rencana

Analisis hujan rencana dilakukan untuk menentukan besarnya tinggi hujan dengan periode ulang tertentu. Namun untuk menentukan persamaan distribusi yang tepat untuk analisis data hujan yang tersedia terlebih dahulu dilakukan analisis statistik. Data hujan bisa dilihat pada Tabel 4.1 yang menjelaskan tinggi hujan maksimum yang terjadi dari tahun 2001 sampai 2015.

Tabel 4. 1 Data Hujan Harian Maksimum 2001-2015

No	Tahun	Hujan Maksimum (mm)
1	2001	128
2	2002	75
3	2003	89
4	2004	99
5	2005	89
6	2006	186
7	2007	128
8	2008	94
9	2009	193
10	2010	118
11	2011	173
12	2012	91
13	2013	83
14	2014	143
15	2015	166

(Sumber: Stasiun Meteorology Klas II Pattimura Ambon)

Parameter statistika yang akan dihitung adalah nilai rata-rata, nilai standar deviasi, nilai koefisien kurtosis (Ck) dan nilai koefisien kemencengan (Cs) . Hasil perhitungan parameter statistika dari data hujan pada Tabel 4.1 dapat dilihat pada Tabel 4.2

Tabel 4. 2 Perhitungan Parameter Statistika Data Hujan

No	Tahun	Xi	(Xi - Xrt)	(Xi - Xrt) ²	(Xi - Xrt) ³	(Xi - Xrt) ⁴
1	2001	128	4.33	18.78	81.37	352.60
2	2002	75	-48.67	2368.44	-115264.30	5609529.09
3	2003	89	-34.67	1201.78	-41661.63	1444269.83
4	2004	99	-24.67	608.44	-15008.30	370204.64
5	2005	89	-34.67	1201.78	-41661.63	1444269.83
6	2006	186	62.33	3885.44	242192.70	15096678.53
7	2007	128	4.33	18.78	81.37	352.60
8	2008	94	-29.67	880.11	-26109.96	774595.57
9	2009	193	69.33	4807.11	333293.04	23108317.23
10	2010	118	-5.67	32.11	-181.96	1031.12
11	2011	173	49.33	2433.78	120066.37	5923274.27
12	2012	91	-32.67	1067.11	-34858.96	1138726.12
13	2013	83	-40.67	1653.78	-67253.63	2734980.94
14	2014	143	19.33	373.78	7226.37	139709.83
15	2015	166	42.33	1792.11	75866.04	3211662.23
	Jumlah	1855	0.00	22343.33	436806.89	60997954.44
	Xrt	123.67	Cs	0.5647		
	S	39.95	Ck	1.1375		

(Sumber: Hasil perhitungan)

Nilai yang disajikan dalam Tabel 4.2 secara rinci diperoleh dari perhitungan sebagai berikut:

- Nilai rata-rata tinggi hujan:

$$Xrt = \frac{1}{15} 1855 = 123.67$$

- Nilai standar deviasi:

$$S = \sqrt{\frac{22343.33}{(15-1)}} = 39.95$$

- Nilai koefisien kemencengan (Cs)

$$Cs = \frac{15}{(15-1)(15-2)} \frac{436806.89}{39.95^3} = 0.5647$$

- Nilai koefisien kurtosis (Ck)

$$Ck = \frac{15(15+1)}{(15-1)(15-2)(15-3)} \frac{60997954.44}{39.95^4} - \frac{3(15-1)^2}{(15-2)(15-3)} = 1.1375$$

Persamaan disrtibusi ada yang menggunakan fungsi logaritma, sehingga diperlukan parameter statistik dalam bentuk logaritma. Parameter tersebut adalah nilai raa-rata log, standar deviasi log, koefisien kemencengan log dan koefisien kurtosis log. Hasil perhitungan parameter statistik tersebut bisa dilihat pada Tabel 4.3

Tabel 4. 3 Perhitungan Parameter Statistika Log Data Hujan

No	Tahun	Xi	(Xi - Xrt)	(Xi - Xrt) ²	(Xi - Xrt) ³	(Xi - Xrt) ⁴
1	2001	2.11	0.0355	0.0013	0.0000	0.0000
2	2002	1.88	-0.1966	0.0387	-0.0076	0.0015
3	2003	1.95	-0.1223	0.0150	-0.0018	0.0002
4	2004	2.00	-0.0761	0.0058	-0.0004	0.0000
5	2005	1.95	-0.1223	0.0150	-0.0018	0.0002
6	2006	2.27	0.1978	0.0391	0.0077	0.0015
7	2007	2.11	0.0355	0.0013	0.0000	0.0000
8	2008	1.97	-0.0986	0.0097	-0.0010	0.0001
9	2009	2.29	0.2139	0.0457	0.0098	0.0021
10	2010	2.07	0.0002	0.0000	0.0000	0.0000
11	2011	2.24	0.1663	0.0277	0.0046	0.0008
12	2012	1.96	-0.1127	0.0127	-0.0014	0.0002
13	2013	1.92	-0.1526	0.0233	-0.0036	0.0005
14	2014	2.16	0.0836	0.0070	0.0006	0.0000
15	2015	2.22	0.1484	0.0220	0.0033	0.0005
	Jumlah	31.08	0.0000	0.2642	0.0084	0.0077
	X rt	2.07	Cs	0.2677		
	S	0.14	Ck	1.3925		

(Sumber: Hasil perhitungan)

- X_i adalah nilai log dari data hujan
 X_i data tahun 2001 = $\log(128) = 2.11$

- Nilai rata-rata tinggi hujan:

$$\bar{X}_{rt} = \frac{1}{15} 31.08 = 2.07$$

- Nilai standar deviasi:

$$S = \sqrt{\frac{0.26423}{(15-1)}} = 0.14$$

- Nilai Koefisien Kemencengan (C_s)

$$C_s = \frac{15}{(15-1)(15-2)} \frac{0.0084}{0.14^3} = 0.2677$$

- Nilai Koefisien Kurtosis (C_k)

$$C_k = \left\{ \frac{15(15+1)}{(15-1)(15-2)(15-3)} \frac{0.0077}{0.14^4} \right\} - \frac{3(15-1)^2}{(15-2)(15-3)} = 1.3925$$

Distribusi yang bisa digunakan harus memenuhi syarat seperti yang sudah dijelaskan pada Tabel 2.1. Dari hasil perhitungan parameter statistik yang telah dilakukan dan berdasarkan syarat penentuan jenis distribusi diperoleh kesimpulan seperti pada Tabel 4.4:

Tabel 4. 4 Syarat dan Penentuan Jenis Distribusi Hujan

No.	Jenis Distribusi	Syarat	Hasil Perhitungan		Keputusan
			Cs	Ck	
1	Distribusi Normal	$C_s \approx 0$	Cs	0.5647	Tidak Diterima
		$C_k = 3$	Ck	2.4672	Tidak Diterima
2	Distribusi Gumbell	$C_s \approx 1,14$	Cs	0.5647	Tidak Diterima
		$C_k \approx 5,40$	Ck	2.4672	Tidak Diterima
3	Distribusi Log Pearson III	Cs bebas	Cs	0.2677	Diterima
		Ck bebas	Ck	2.2282	Diterima

(Sumber: Hasil Perhitungan)

Dari hasil perhitungan dapat ditarik kesimpulan bahwa distribusi log pearson III adalah distribusi yang bisa digunakan untuk analisis distribusi hujan. Namun distribusi log pearson III

harus melalui analisis uji kecocokan distribusi. Analisis ini bertujuan untuk melihat apakah distribusi peluang log pearson III telah mewakili sampel data yang akan dianalisis. Analisis uji kecocokan akan dilakukan dengan menggunakan dua metode yakni uji chi-kuadrat dan uji smirnov-kolmogorov. Distribusi log pearson III harus memenuhi dua uji kecocokan tersebut sehingga distribusi bisa digunakan untuk menganalisis hujan rencana.

4.1.1 Uji kecocokan chi-kuadrat

Berikut adalah langkah-langkah uji kecocokan chi-kuadrat:

1. Mengurutkan data dari besar ke kecil. Bisa dilihat pada Tabel 4.5

Tabel 4. 5 Data Hujan Urutan Besar ke Kecil

No	Tahun	X	X
1	2001	128	193
2	2002	75	186
3	2003	89	173
4	2004	99	166
5	2005	89	143
6	2006	186	128
7	2007	128	128
8	2008	94	118
9	2009	193	99
10	2010	118	94
11	2011	173	91
12	2012	91	89
13	2013	83	89
14	2014	143	83
15	2015	166	75

(Sumber: Hasil perhitungan)

2. Menentukan jumlah kelas (K) dan interval setiap kelas (Ei)

$$\begin{aligned}
 K &= 1 + 1.3322 \text{ Ln } (n) \\
 &= 1 + 1/3322 \text{ Ln } (15) \\
 &= 4.61 \sim 5.00
 \end{aligned}$$

$$E_i = n/k$$

$$= 15/5 = 3$$

3. Menentukan batasan tiap kelas

Karena jumlah kelas sebanyak 5 maka setiap kelas memiliki interval peluang (P) = $1/5 = 0.2 = 20\%$

- kelas 1 = $P \leq 20\%$
- kelas 2 = $P 20\% \leq x \leq 40\%$
- kelas 3 = $P 40\% \leq x \leq 60\%$
- kelas 4 = $P 60\% \leq x \leq 80\%$
- kelas 5 = $P \geq 80\%$

Setelah mengetahui interval peluang setiap kelas, langkah selanjutnya yakni menentukan nilai batasan setiap kelasnya (nilai X). Untuk mendapatkan nilai tersebut digunakan persamaan 2.9. nilai k dari persamaan tersebut diperoleh dari tabel hubungan antara nilai C_s , k dan besarnya peluang ($P \%$). Hasil perhitungan bisa dilihat pada Tabel 4.6

Tabel 4. 6 Nilai Batasan Interval Kelas (X)

P(%)	Cs	k	Log X	X (mm)
20.00	0.2677	0.8259	2.1852	153.2
40.00	0.2677	0.2456	2.1054	127.5
60.00	0.2677	-0.3137	2.0286	106.8
80.00	0.2677	-0.8520	1.9547	90.1
100.00	0.2677	-1.6464	1.8456	70.1

(Sumber: Hasil perhitungan)

4. Menghitung jumlah data disetiap interval kelas (O_i), nilai $(O_i - E_i)^2$ dan $(O_i - E_i)^2 / E_i$ disetiap kelas

Untuk kelas 1 dengan batasan peluang $\leq 20\%$ adalah data dengan nilai < 153.2 mm. Dari Tabel 4.5 terdapat 4 data dengan kriteria tersebut. Perhitungan secara lengkap disajikan pada Tabel 4.7.

Tabel 4. 7 Hasil Perhitungan O_i , $(O_i - E_i)^2$ dan $(O_i - E_i)^2/E_i$

Probabilitas			E_i	O_i	$(O_i - E_i)^2$	$(O_i - E_i)^2/E_i$
153.2	> P		3.00	4	1.00	0.33
127.5	< P<	153.2	3.00	3	0.00	0.00
106.8	< P<	127.5	3.00	1	4.00	1.33
90.1	< P<	106.8	3.00	3	0.00	0.00
70.1	< P<	90.1	3.00	4	1.00	0.33
	P <	70.1	3.00		9.00	3.00
Total =			18.00	15		5.00
Chi Square (c^2) =			5.00			

(Sumber: Hasil perhitungan)

5. Menghitung nilai derajat kebebasan

$$\begin{aligned}
 DK &= K - (P+1) \\
 &= 5 - (2 + 1) \\
 &= 2
 \end{aligned}$$

6. Menentukan nilai c^2 dan nilai c^2 (kritis)

Dari tabel hubungan antara nilai derajat kebebasan, nilai kepercayaan (α) dan c^2 kritis, untuk $DK = 2$ dan $\alpha = 5\%$ diperoleh nilai c^2 kritis 5.99. Nilai c^2 diperoleh dari penjumlahan hasil perhitungan $(O_i - E_i)^2/E_i$ disetiap kelas.

Dari analisis chi-kuadrat diperoleh nilai $c^2 < c^2$ kritis. Oleh karena ini distribusi log-pearson dapat digunakan.

4.1.2 Uji kecocokan smirnov-kolmogorov

Berikut adalah langkah-langkah uji kecocokan smirnov-kolmogorov:

1. Mengurutkan data dari besar ke kecil dan menentukan besarnya peluang dari masing-masing data.

Contoh perhitungan peluang untuk data tahun 2009:

Tinggi hujan = 193 mm

Peringkat data (m) = 1

Jumlah data = 15

Dengan menggunakan persamaan 2.5 diperoleh peluang:

$$P(X_m) = \frac{1}{15+1} = 0.0625 = 6.25\%$$

2. Menentukan nilai peluang pengamatan $P(X_m <)$

$$P(X_m <) = 1 - (P X_m)$$

$$= 1 - 0.0625 = 0.9375 = 93.75\%$$

3. Menentukan nilai $f(t)$

$$F(t) = \frac{x - x_{rt}}{s}$$

$$= \frac{193 - 123.67}{39.95} = 1.74$$

4. Menentukan nilai peluang teoritis $P'(X_m <)$

Nilai $P'(X_m <)$ bisa dilihat menggunakan tabel statistika.

Untuk nilai $f(t) = 1.74$ diperoleh nilai $P'(X_m <)$ 0.9587 atau 95.87%

5. Menghitung selisih antara $P(X_m <)$ dan $P'(X_m)$

$$D = [P(X_m <) - P'(X_m)]$$

$$= [93.75 - 95.87] = 2.12$$

Seluruh hasil perhitungan bisa dilihat pada Tabel 4.8.

Tabel 4. 8 Hasil Perhitungan Nilai D Maksimum

No	Xm	P (Xm)	P (Xm <)	F(t)	P' (Xm <)	D
	(mm)	%	%		%	%
1	193.0	6.25	93.75	1.74	95.87	2.12
2	186.0	12.50	87.50	1.56	94.07	6.57
3	173.0	18.75	81.25	1.23	89.16	7.91
4	166.0	25.00	75.00	1.06	85.54	10.54
5	143.0	31.25	68.75	0.48	68.58	0.17
6	128.0	37.50	62.50	0.11	54.32	8.18
7	128.0	43.75	56.25	0.11	54.32	1.93
8	118.0	50.00	50.00	-0.14	44.36	5.64
9	99.0	56.25	43.75	-0.62	26.85	16.90
10	94.0	62.50	37.50	-0.74	22.89	14.61
11	91.0	68.75	31.25	-0.82	20.68	10.57
12	89.0	75.00	25.00	-0.87	19.28	5.72
13	89.0	81.25	18.75	-0.87	19.28	0.53
14	83.0	87.50	12.50	-1.02	15.43	2.93
15	75.0	93.75	6.25	-1.22	11.16	4.91

(Sumber: Hasil perhitungan)

Dari hasil perhitungan nilai D, diperoleh nilai D maksimum 0.17 yakni pada data peringkat ke m= 9. Untuk derajat kepercayaan 5 % dan jumlah data 15, dari Tabel 2.3 diperoleh nilai $D_o = 0.351$. Syarat nilai D harus lebih kecil dari D_o . Karena $D = 0.17$ kurang dari $D_o = 0.352$, maka persamaan distribusi log pearson dapat digunakan untuk menganalisis hujan rencana.

4.1.3 Perhitungan hujan rencana periode ulang

Perhitungan hujan rencana periode ulang akan dihitung menggunakan persamaan distribusi log pearson III (Persamaan.

2.9). Berikut adalah contoh langkah perhitungan hujan rencana dengan periode ulang 5 tahun:

1. Menentukan nilai logaritma dari semua variat X kemudian menghitung nilai rata-rata, standar deviasi dan nilai koefisien kemencengan (Cs). Hasil perhitungan ini bisa dilihat pada Tabel 4.3. diperoleh hasil $X_{rt} = 2.07$, $S = 0.14$ dan $C_s = 0.2677$.
2. Menentukan parameter K untuk setiap periode ulang dari tabel karakteristik distribusi log pearson III. Untuk periodel ulang 5 tahun dan dengan nilai C_s 0.267 diperoleh nilai $k = 0.826$. nilai ini diperoleh dari hasil interpolasi antara nilai C_s 0.2 dan 0.3. Seluruh nilai k bisa dilihat pada Tabel 4.9 berikut ini

Tabel 4. 9 Hasil Perhitungan Nilai karaketristik (k)

Koefisien	Waktu Balik (Tahun)									
	2	2.5	5	10	20	25	50	100	200	1000
Cs	Peluang (%)									
	50	40	20	10	5	4	2	1	0.5	0.1
0.3	-0.050	0.241	0.824	1.309	1.7590	1.849	2.211	2.544	2.856	3.525
0.2	-0.033	0.255	0.830	1.301	1.7318	1.818	2.159	2.472	2.763	3.380
0.267	-0.044	0.246	0.826	1.306	1.750	1.839	2.194	2.520	2.825	3.477

(Sumber: Hasil perhitungan)

3. Menghitung Tinggi hujan rencana dengan periode ulang tertentu

$$Y = \bar{Y} + k.S$$

$$= 2.67 + k. 0.14$$

Untuk periode 5 tahun:

$$= 2.67 + 0.826 . 0.14$$

$$= 2.19$$

$$X = 10^{2.19} = 153.5$$

Untuk perhitungan hujan rencan periode ulang lainnya bisa dilihat pada Tabel 4.10.

Tabel 4. 10 Hasil Perhitungan Hujan Periode Ulang

no	Periode ulang (Tahun)	$\overline{\log x}$	k	S logx	log x	x
1	1	2.07	-2.128	0.137	1.78	78.27
2	2	2.07	-0.045	0.137	2.07	116.30
3	5	2.07	0.826	0.137	2.19	153.15
4	10	2.07	1.306	0.137	2.25	178.30
5	20	2.07	1.750	0.137	2.31	203.04
6	25	2.07	1.839	0.137	2.32	211.03
7	50	2.07	2.194	0.137	2.37	236.13
8	100	2.07	2.521	0.137	2.42	261.89
9	1000	2.07	3.478	0.137	2.55	354.38

(Sumber: Hasil perhitungan)

4.1.4 Perhitungan curah hujan efektif setiap jam

Hujan yang turun dipermukaan bumi sebagian akan masuk ke dalam tanah dan sebagian lagi akan mengalir sebagai aliran permukaan. Maka dari itu, tinggi hujan yang turun harus dikalikan dengan koefisien lahan yang akan menghasilkan besaran tinggi hujan yang akan mengalir sebagai aliran permukaan. Nilai tersebut yang nantinya akan digunakan untuk analisis debit banjir rencana. Koefisien lahan tergantung dari jenis lahannya. Pada perencanaan ini akan diambil nilai koefisien (α) = 0.5 karena daerah aliran sungai merupakan lahan yang ditanami.

Data hujan pada Tabel 4.10 merupakan data hujan R₂₄, yakni tinggi hujan dalam satu hari. Selanjutnya akan dilakukan analisis distribusi hujan yang terjadi dengan hujan terpusat selama 6 jam. Perhitungan rata-rata hujan sampai jam ke t adalah:

$$R_1 = \frac{1}{6} \left(\frac{6}{1} \right)^{2/3} R_{24} = 0.5503 R_{24}$$

$$R_2 = \frac{1}{6} \left(\frac{6}{2} \right)^{2/3} R_{24} = 0.3467 R_{24}$$

$$R_3 = \frac{1}{6} \left(\frac{6}{3} \right)^{2/3} R_{24} = 0.2646 R_{24}$$

$$R_4 = \frac{1}{6} \left(\frac{6}{4} \right)^{2/3} R_{24} = 0.2184 R_{24}$$

$$R_5 = \frac{1}{6} \left(\frac{6}{5} \right)^{2/3} R_{24} = 0.1882 R_{24}$$

$$R_6 = \frac{1}{6} \left(\frac{6}{6} \right)^{2/3} R_{24} = 0.1667 R_{24}$$

Perhitungan tinggi hujan pada jam ke t adalah:

$$R'_1 = 1 \times R_{24} = 0.5503 R_{24}$$

$$R'_2 = 2 \times R_{24} - 1 \times R_{24} = 0.1430 R_{24}$$

$$R'_3 = 3 \times R_{24} - 2 \times R_{24} = 0.1003 R_{24}$$

$$R'_4 = 4 \times R_{24} - 3 \times R_{24} = 0.0799 R_{24}$$

$$R'_5 = 5 \times R_{24} - 4 \times R_{24} = 0.0675 R_{24}$$

$$R'_6 = 6 \times R_{24} - 5 \times R_{24} = 0.0590 R_{24}$$

Perhitungan curah hujan efektif bisa dilihat pada Tabel 4.11 dan perhitungan distribusi tinggi hujan dengan hujan terpusat selama 6 jam bisa dilihat pada Tabel 4.12. Sedangkan untuk grafik distribusi hujan tiap jam bisa dilihat pada Gambar 4.1

Tabel 4. 11Curah Hujan Efektif R_{24}

Kala	Curah Hujan	Koefisien	Hujan Netto
Ulang	Rancangan	Pengaliran	Rn
(Tahun)	(mm)	(C)	(mm)
1	78.27	0.50	39.14
2	116.30	0.50	58.15
5	153.15	0.50	76.58
10	178.30	0.50	89.15
20	203.04	0.50	101.52
25	211.03	0.50	105.51
50	236.13	0.50	118.07
100	261.89	0.50	130.94
1000	354.38	0.50	177.19

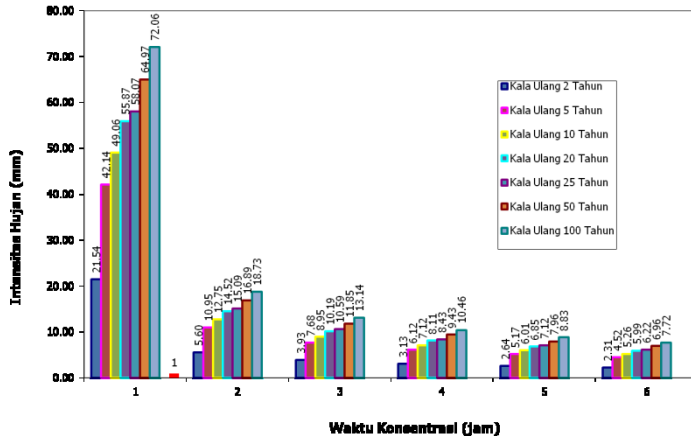
(Sumber: Hasil perhitungan)

Tabel 4. 12 Tinggi Hujan Efektif Tiap Jam

Periode Ulang (Tahun)	Hujan Efektif (mm)	R ₁ (mm)	R ₂ (mm)	R ₃ (mm)	R ₄ (mm)	R ₅ (mm)	R ₆ (mm)
		0.5503	0.143	0.1003	0.0799	0.0675	0.059
1	39.14	21.54	5.60	3.93	3.13	2.64	2.31
2	58.15	32.00	8.32	5.83	4.65	3.92	3.43
5	76.58	42.14	10.95	7.68	6.12	5.17	4.52
10	89.15	49.06	12.75	8.95	7.12	6.01	5.26
20	101.52	55.87	14.52	10.19	8.11	6.85	5.99
25	105.51	58.07	15.09	10.59	8.43	7.12	6.22
50	118.07	64.97	16.89	11.85	9.43	7.96	6.96
100	130.94	72.06	18.73	13.14	10.46	8.83	7.72
1000	177.19	97.51	25.35	17.78	14.15	11.95	10.45

(Sumber: Hasil perhitungan)

Grafik Intensitas Hujan Tiap Jam Masing-masing Kala Ulang



Gambar 4. 1 Grafik Intensitas Hujan Efektif Tiap Jam

4.2 Analisis Hidrograf Satuan

Analisis hidrograf satuan sintetik ini bertujuan untuk mendapatkan pola hidrograf banjir rencana. Pada analisis ini akan dilakukan dua metode yakni menggunakan HSS Nakayasu dan HSS Snyder.

4.2.1 Hidrograf satuan sintetik Nakayasu

Berikut adalah parameter hidrograf satuan sintetik Nakayasu untuk daeran alisan sungai (DAS) Ohoinol.

1. Luas DAS = 0.755 Km^2
2. Panjang Sungai Utama, $L = 1.56 \text{ m}$
3. $T_g (0.21 \times L^{0.70}) = 0.29 \text{ jam}$
4. $T_r (0.5-1) T_g = 0.29 \text{ jam}$
5. $T_p (T_g + 0.8 T_r) = 0.52$
6. $T_{0.3} = \alpha T_g = 0.57, \alpha = 2$
7. $R_o = 1.00 \text{ jam}$
8. $Q_p \left(\frac{A \times R_o}{3.6 (0.3 \times T_p + T_{0.3})} \right) = 0.29 \text{ m}^3/\text{s}$
9. $T_p + T_{0.3} = 1.09 \text{ jam}$
10. $T_p + T_{0.3} + 1.5 T_{0.3} = 1.95 \text{ jam}$
11. $T_p + T_{0.3} + 1.5 T_{0.3} + 2 T_{0.3} = 3.10 \text{ jam}$

Pembagian waktu hidrograf naik dan waktu hidrograf turun adalah sebagai berikut:

Waktu hidrograf naik :- $\leq t_1 < 0.52$

Waktu hidrograf turun 1: $0.52 \leq t_2 < 1.09$

Waktu hidrograf turun 2: $1.09 \leq t_3 < 1.95$

Waktu hidrograf turun 3: $1.95 \leq t_4 < 3.10$

Setelah mengetahui pembagian waktu naik dan turun hidrograf, koordint debit hidrograf (U) bisa dihitung menggunakan persamaan 2.30. Dari perhiungan yang telah dilakukan, diperoleh nilai unit hidrograf satuan seperti pada Tabel 4.13 Pada kolom kategori, t_5 merupakan waktu yang lebih dari 3.10 jam.

Tabel 4. 13 Hasil Perhitungan Koordinat Hidrograf

Kategori	Jam	U (t,i)	kategori	Jam	U (t,i)
t1	-	0.000	t5	12.00	0.000
t2	0.52	0.288	t5	13.00	0.000
t2	1.00	0.104	t5	14.00	0.000
t4	2.00	0.025	t5	15.00	0.000
t4	3.00	0.009	t5	16.00	0.000
t5	4.00	0.003	t5	17.00	0.000
t5	5.00	0.001	t5	18.00	0.000
t5	6.00	0.000	t5	19.00	0.000
t5	7.00	0.000	t5	20.00	0.000
t5	8.00	0.000	t5	21.00	0.000
t5	9.00	0.000	t5	22.00	0.000
t5	10.00	0.000	t5	23.00	0.000
t5	11.00	0.000			

(Sumber: Hasil perhitungan)

Hidrograf satuan menunjukkan debit limpasan yang terjadi untuk tinggi hujan satu satuan. Oleh karena itu, dilakukan perhitungan untuk memastikan koordinat debit limpasan yang diperoleh dari hasil perhitungan pada Tabel 4.13 menunjukkan debit akibat Reff satu satuan. Nilai Volume limpasan dibagi dengan luas DAS harus sama dengan 1. Perhitungan volume limpasan bisa dilihat pada Tabel 4.14.

Tabel 4. 14 Hasil Perhitungan Koordinat Hidrograf Terkoreksi

	Data Awal			Terkoreksi		
jam	U (t,i)	\bar{U}	Volume	U (t,i)	\bar{U}	Volume
		$(U_t+U_{t+1})/2$	$U \times 3600$		$(U_t+U_{t+1})/2$	$U \times 3600$
	m ³ /s	m ³ /s	m ³	m ³ /s	m ³ /s	m ³
-	0.000			0.000		
0.52	0.288	0.144	517.743	0.140	0.070	252.534
1.00	0.104	0.196	705.496	0.051	0.096	344.113
2.00	0.025	0.064	232.025	0.012	0.031	113.173
3.00	0.009	0.017	59.781	0.004	0.008	29.159
4.00	0.003	0.006	20.941	0.001	0.003	10.214
5.00	0.001	0.002	7.336	0.001	0.001	3.578
6.00	0.000	0.001	2.570	0.000	0.000	1.253
7.00	0.000	0.000	0.900	0.000	0.000	0.439
8.00	0.000	0.000	0.315	0.000	0.000	0.154
9.00	0.000	0.000	0.110	0.000	0.000	0.054
10.0	0.000	0.000	0.039	0.000	0.000	0.019
11.0	0.000	0.000	0.014	0.000	0.000	0.007
12.0	0.000	0.000	0.005	0.000	0.000	0.002
13.0	0.000	0.000	0.002	0.000	0.000	0.001
14.0	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000
15.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
16.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
17.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
18.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
19.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
20.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
21	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
22.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
23.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Jumlah	0.630		1,547			755

(Sumber: Hasil perhitungan)

$$\begin{aligned}\text{Luas area DAS} &= 0.755 \text{ Km}^2 \\ &= 0.755 \times 1,000,000 \text{ m}^2 \\ &= 755,000 \text{ m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Tinggi hujan efektif (ER)} &= \text{vol} / A \\ &= 1,547 \text{ m}^3 / 755,000 \text{ m}^2 \\ &= 0.00205 \text{ m} \\ &= 2.05 \text{ mm}\end{aligned}$$

Karena $ER \neq 1$ maka nilai U harus dibagi dengan 2.05. misal pada jam ke 1 U awal 0.104 maka:

$$\begin{aligned}U \text{ terkoreksi} &= 0.104 / 2.05 \\ &= 0.051.\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}ER \text{ terkoreksi} &= \text{vol. terkoreksi} / A \\ &= 755 \text{ m}^3 / 755,000 \text{ m}^2 \\ &= 0.001 \text{ m} = 1 \text{ mm}\end{aligned}$$

Kemudian dengan menggunakan nilai unit hidrograf terkoreksi kita bisa menghitung besar debit untuk tinggi hujan $\neq 1$. Contoh perhitungan debit dengan tinggi hujan periode ulang 100 tahun dengan tinggi hujan efektif 130.94 mm bisa dilihat pada Tabel 4.15.

Lanjutan Tabel 4.15

16.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.787	0.787
17.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.787	0.787
18.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.787	0.787
19.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.787	0.787
20.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.787	0.787
21.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.787	0.787
22.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.787	0.787
23.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.787	0.787
									Maksimum	10.897

(Sumber: Hasil perhitungan)

Keterangan :

Kolom 1 : waktu (jam)

Kolom 2 : koordinat unit hidrograf (m³/s/mm)

Kolom 3 : U x 72.06 mm , 72,06 diperoleh dari Reff x 55.03 %

Kolom 4 : U x 18.73 mm , 72,06 diperoleh dari Reff x 14.3 %

Kolom 5 : U x 13.14 mm , 72,06 diperoleh dari Reff x 10.03 %

Kolom 6 : U x 10.46 mm , 72,06 diperoleh dari Reff x 7.99 %

Kolom 7 : U x 8.83 mm , 72,06 diperoleh dari Reff x 6.75 %

Kolom 8 : U x 7.72 mm , 72,06 diperoleh dari Reff x 5.9 %

Kolom 9 : jumlah kolom 3-kolom8

Kolom 10 : Debit aliran dasar atau *base flow*. Nilai tersebut dihitung dengan menggunakan persamaan 2.48. berikut adalah perhitungan debit aliran dasar:

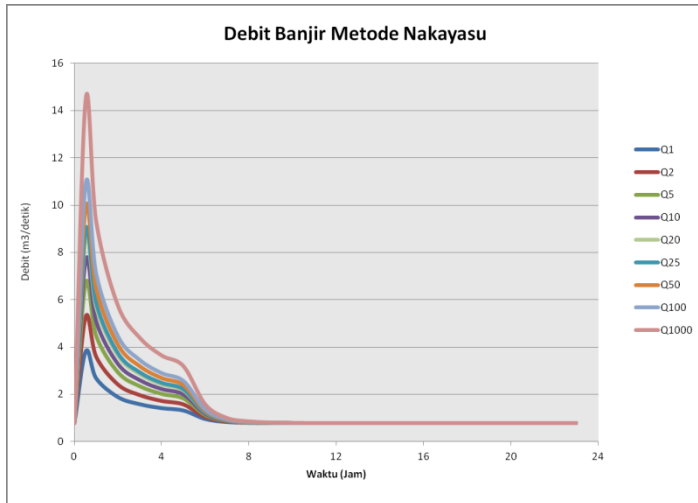
$$\begin{aligned}
 QB &= 0,4751 \cdot A^{0,6444} \cdot D^{0,9430} \\
 &= 0,4751 \cdot A^{0,6444} \cdot (L/A)^{0,9430} \\
 &= 0,4751 \cdot (0.755)^{0,6444} \cdot (1.56/0.755)^{0,9430} \\
 &= 0.787 \text{ m}^3/\text{s}
 \end{aligned}$$

Kolom11 : kolom 9 + kolom 10.

Dari perhitungan yang telah dilakukan untuk setiap periode ulang, diperoleh debit banjir maksimum sebagai berikut:

- $Q_{1\text{tahun}} = 3.81 \text{ m}^3/\text{s}$
- $Q_{2\text{tahun}} = 5.28 \text{ m}^3/\text{s}$
- $Q_{5\text{tahun}} = 6.70 \text{ m}^3/\text{s}$
- $Q_{10\text{tahun}} = 7.67 \text{ m}^3/\text{s}$
- $Q_{20\text{tahun}} = 8.63 \text{ m}^3/\text{s}$
- $Q_{25\text{tahun}} = 8.93 \text{ m}^3/\text{s}$
- $Q_{50\text{tahun}} = 9.90 \text{ m}^3/\text{s}$
- $Q_{100\text{tahun}} = 10.9 \text{ m}^3/\text{s}$
- $Q_{1000\text{tahun}} = 14.47 \text{ m}^3/\text{s}$

Gambar 4.2 menunjukkan hidrograf banjir metode Nakayasu untuk tiap periode ulang.



Gambar 4. 2 Hidrograf Banjir Metode Nakayasu
(Sumber: Hasil perhitungan)

4.2.2 Hidrograf satuan sintetik Snyder

Berikut adalah parameter yang dibutuhkan untuk perhitungan hidrograf sintetik Snyder:

1. Luas DAS = 0.755 km^2
2. Panjang sungai = 1.56 km
3. Koefisien C_t = 2.00
4. Koefisien C_p = 0.90
5. Koefisien n = 0.3
6. Elevasi hulu = 27.40 m
7. Elevasi hilir = 16.60 m
8. ΔH = $(27.40 - 16.60)/1000 = 0.0108 \text{ km}$
9. Kemiringan sungai (S) = $\Delta H/L = 0.0069$

Perhitungan:

1. $T_c (0.01947 \times L^{0.77} \times S^{-0.385}) = 38.036 \text{ menit}$
2. $T_p (0.6 \times T_c/60) = 0.38 \text{ jam}$
3. $T_e (t_p/55) = 0.069 \text{ jam}$

4. $T_p' = 0.38 \text{ jam}$
5. $T_p (t_p + 0.5 \text{ tr}) = 0.880 \text{ jam}$
6. $Q_p (0.278 C_p A / T_p) = 0.214 \text{ m}^3/\text{s}$
7. Faktor alexeyev :
 $\lambda = (Q_p \times T_p) / (h \times A)$
 $= (0.214 / 0.880) / (1 \times 0.755)$
 $= 0.2502$
 $A = 1.32 \lambda^2 + 0.15 \lambda + 0.045$
 $= 0.165$
8. Menghitung koordinat hidrograf disajikan pada Tabel 4.16
- 9.

Tabel 4. 16 Hasil Perhitungan Koordinat Hidrograf Snyder

t	X	Y	Q =	t	X	Y	Q =
jam	t/T _p	$10^{-a \frac{(1-x)^2}{x}}$	Y*Q _p	jam	t/T _p	$10^{-a \frac{(1-x)^2}{x}}$	Y*Q _p
0.0	0.000	0.000	0.000	11.0	12.495	0.018	0.004
0.9	1.000	1.000	0.214	12.0	13.631	0.012	0.003
1.0	1.136	0.994	0.213	13.0	14.767	0.008	0.002
2.0	2.272	0.763	0.164	14.0	15.903	0.005	0.001
3.0	3.408	0.524	0.112	15.0	17.038	0.003	0.001
4.0	4.544	0.350	0.075	16.0	18.174	0.002	0.000
5.0	5.679	0.231	0.050	17.0	19.310	0.001	0.000
6.0	6.815	0.152	0.032	18.0	20.446	0.001	0.000
7.0	7.951	0.099	0.021	19.0	21.582	0.001	0.000
8.0	9.087	0.065	0.014	20.0	22.718	0.000	0.000
9.0	10.223	0.042	0.009	21.0	23.854	0.000	0.000
10.0	11.359	0.028	0.006	22.0	24.990	0.000	0.000

(Sumber: Hasil perhitungan)

Seperti pada analisis hidrograf Nakayasu, koordinat pada Tabel 4.16 dipastikan merupakan hidrograf debit limpasan akibat satu satuan hujan. Cara yang dilakukan sama seperti perhitungan pada metode Nakayasu. Hasil perhitungan bisa dilihat pada Tabel 4.17

Tabel 4. 17 Hasil Perhitungan Koreksi Koordinat Snyder

jam	data awal			terkoreksi		
	U (t,i)	\bar{U}	Volume	U (t,i)	\bar{U}	Volume
		$(U_t+U_{t+1})/2$	$U \times 3600$		$(U_t+U_{t+1})/2$	$U \times 3600$
	m ³ /s	m ³ /s	m ³	m ³ /s	m ³ /s	m ³
0.0	0.000			0.000		
0.9	0.214	0.11	386.08	0.049	0.024	87.817
1.0	0.213	0.21	769.77	0.048	0.049	175.093
2.0	0.164	0.19	678.19	0.037	0.043	154.263
3.0	0.112	0.14	496.66	0.026	0.031	112.972
4.0	0.075	0.09	337.13	0.017	0.021	76.684
5.0	0.050	0.06	224.07	0.011	0.014	50.966
6.0	0.032	0.04	147.60	0.007	0.009	33.572
7.0	0.021	0.03	96.78	0.005	0.006	22.013
8.0	0.014	0.02	63.28	0.003	0.004	14.394
9.0	0.009	0.01	41.31	0.002	0.003	9.396
10.0	0.006	0.01	26.93	0.001	0.002	6.126
11.0	0.004	0.00	17.55	0.001	0.001	3.991
12.0	0.003	0.00	11.42	0.001	0.001	2.599
13.0	0.002	0.00	7.43	0.000	0.000	1.691
14.0	0.001	0.00	4.84	0.000	0.000	1.100
15.0	0.001	0.00	3.15	0.000	0.000	0.715
16.0	0.000	0.00	2.05	0.000	0.000	0.465
17.0	0.000	0.00	1.33	0.000	0.000	0.302
18.0	0.000	0.00	0.86	0.000	0.000	0.197
19.0	0.000	0.00	0.56	0.000	0.000	0.128
20.0	0.000	0.00	0.36	0.000	0.000	0.083
21.0	0.000	0.00	0.24	0.000	0.000	0.054
22.0	0.000	0.00	0.15	0.000	0.000	0.035
23.0	0.000	0.00	0.10	0.000	0.000	0.023
Σ			3,318			755

(Sumber: Hasil perhitungan)

$$\begin{aligned}\text{Luas area DAS} &= 0.755 \text{ Km}^2 \\ &= 0.755 \times 1,000,000 \text{ m}^2 \\ &= 755,000 \text{ m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Tinggi hujan efektif (ER)} &= \text{vol} / A \\ &= 3,318 \text{ m}^3 / 755,000 \text{ m}^2 \times 1000 \\ &= 4.39 \text{ mm}\end{aligned}$$

Karena $ER \neq 1$ maka nilai U harus dibagi dengan 4.39. misal pada jam ke 1 U awal 0.213 maka:

$$\begin{aligned}\text{U terkoreksi} &= 0.213 / 4.39 \\ &= 0.049.\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{ER terkoreksi} &= \text{vol terkoreksi} / A \\ &= 755 \text{ m}^3 / 755,000 \text{ m}^2 \\ &= 0.001 \text{ m} = 1 \text{ mm}\end{aligned}$$

Berikut adalah perhitungan debit banjir metode Snyder untuk tinggi hujan periode ulang 100 tahun yang disajikan pada Tabel 4.18

Tabel 4. 18 Hasil Perhitungan Debit Banjir Metode Snyder Periode Ulang 100 tahun

t	U (t,1)	Curah Hujan						Debit	Aliran Dasar	Debit
		55.03%	14.3%	10.03%	7.99%	6.75%	5.9%			
		72.061	18.730	13.139	10.460	8.833	7.721			
(jam)		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(m ³ /detik)	(m ³ /detik)	(m ³ /detik)
0.00	0.000	0.000						0.000	0.787	0.787
0.88	0.049	3.516	0.000					3.516	0.787	4.303
1.00	0.048	3.494	0.914	0.000				4.408	0.787	5.195
2.00	0.037	2.682	0.908	0.641	0.000			4.231	0.787	5.018
3.00	0.026	1.841	0.697	0.637	0.510	0.000		3.685	0.787	4.472
4.00	0.017	1.229	0.479	0.489	0.507	0.431	0.000	3.135	0.787	3.921
5.00	0.011	0.811	0.319	0.336	0.389	0.428	0.377	2.661	0.787	3.448
6.00	0.007	0.533	0.211	0.224	0.267	0.329	0.374	1.938	0.787	2.725
7.00	0.005	0.349	0.138	0.148	0.178	0.226	0.287	1.326	0.787	2.113
8.00	0.003	0.228	0.091	0.097	0.118	0.151	0.197	0.881	0.787	1.668
9.00	0.002	0.148	0.059	0.064	0.077	0.099	0.132	0.580	0.787	1.367
10.00	0.001	0.097	0.039	0.042	0.051	0.065	0.087	0.380	0.787	1.167
11.00	0.001	0.063	0.025	0.027	0.033	0.043	0.057	0.248	0.787	1.035
12.00	0.001	0.041	0.016	0.018	0.022	0.028	0.037	0.162	0.787	0.949
13.00	0.000	0.027	0.011	0.011	0.014	0.018	0.024	0.105	0.787	0.892

Lanjutan Tabel 4.18

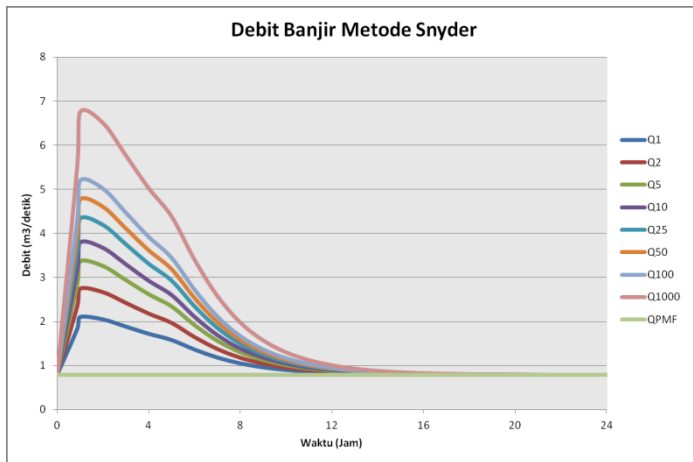
14.00	0.000	0.017	0.007	0.007	0.009	0.012	0.016	0.069	0.787	0.856
15.00	0.000	0.011	0.005	0.005	0.006	0.008	0.010	0.045	0.787	0.832
16.00	0.000	0.007	0.003	0.003	0.004	0.005	0.007	0.029	0.787	0.816
17.00	0.000	0.005	0.002	0.002	0.003	0.003	0.004	0.019	0.787	0.806
18.00	0.000	0.003	0.001	0.001	0.002	0.002	0.003	0.012	0.787	0.799
19.00	0.000	0.002	0.001	0.001	0.001	0.001	0.002	0.008	0.787	0.795
20.00	0.000	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.005	0.787	0.792
21.00	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.001	0.001	0.003	0.787	0.790
22.00	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.002	0.787	0.789
									Maksimum	5.195

(Sumber: Hasil perhitungan)

Dari perhitungan debit banjir metode Snyder dengan periode ulang tertentu diperoleh hasil sebagai berikut:

- $Q_{1\text{tahun}} = 2.104 \text{ m}^3/\text{s}$
- $Q_{2\text{tahun}} = 2.744 \text{ m}^3/\text{s}$
- $Q_{5\text{tahun}} = 3.36 \text{ m}^3/\text{s}$
- $Q_{10\text{tahun}} = 3.788 \text{ m}^3/\text{s}$
- $Q_{25\text{tahun}} = 4.339 \text{ m}^3/\text{s}$
- $Q_{50\text{tahun}} = 4.761 \text{ m}^3/\text{s}$
- $Q_{100\text{tahun}} = 5.195 \text{ m}^3/\text{s}$
- $Q_{1000\text{tahun}} = 6.751 \text{ m}^3/\text{s}$

Hidrograf banjir metode Snyder untuk seluruh periode ulang bisa dilihat pada Gambar 4.3



Gambar 4. 3 Hidrograf Banjir Metode Snyder
(Sumber: Hasil perhitungan)

Dari hasil perhitungan dengan metode Nakayasu dan Snyder. Metode Nakayasu menghasilkan debit banjir yang lebih besar. Oleh karena itu dalam perencanaan debit banjir embung ohoinol dipilih metode Nakayasu karena memiliki kondisi yang lebih kritis.

4.3 Analisis Ketersediaan Air

4.3.1 Perhitungan evapotranspirasi

Perhitungan evapotranspirasi akan menggunakan metode Penman. Berikut adalah langkah-langkah perhitungan evapotranspirasi. Untuk seluruh hasil perhitungan bisa dilihat pada Tabel 4.20:

1. Merekap data klimatologi yang dibutuhkan untuk perhitungan analisis evapotranspirasi Penman. Data klimatologi yang digunakan adalah data dari Stasiun Meteorologi Pattimura Ambon tahun 2004 – 2014. Data tersebut bisa dilihat pada Tabel 4.19

Tabel 4. 19 Rekap Data Klimatologi

Bulan	Suhu (C)	RH (%)	U (m/dt)	n/N (%)
Januari	27.35	87.545	3.25	53.45
Februari	27.18	86.455	2.97	49.36
Maret	27.16	87.727	2.60	52.55
April	27.24	87.364	2.48	55.91
Mei	27.40	86.182	2.76	61.18
Juni	26.77	85.091	3.70	55.82
Juli	26.43	82.909	4.31	61.27
Agustus	26.42	81.091	4.35	66.18
September	27.14	81.455	3.58	67.82
Oktober	28.15	80.364	2.81	76.36
Nopember	28.16	82.818	1.99	63.27
Desember	27.39	86.545	2.11	42.09

(Sumber: Hasil perhitungan)

2. Menghitung tekanan uap jenuh pada suhu rata-rata °C (mbar) atau disebut E_a . Nilai ini tergantung dari suhu udara. Nilai ini diperoleh dari tabel penman. Misal suhu udara pada bulan januari adalah 27.35 dan dengan menggunakan interpolasi diperoleh nilai $e_a = 36.38$ mbar.

3. Menghitung faktor pemberat untuk pengaruh radiasi (w). Faktor ini juga diperoleh melalui tabel penman dan tergantung dari suhu. Misal untuk bulan Januari dengan suhu 27.35 C, nilai w diperoleh dari tabel sebesar 0.767.
4. Menentukan nilai $1-w$. Untuk bulan Januari nilai $1 - w = 1 - 0.764 = 0.233$
5. Menghitung tekanan uap aktual rata-rata (e_d)

$$\begin{aligned} E_d &= (RH \times E_a)/100 \\ &= (87.545 \times 36.38)/100 \\ &= 31.85 \\ E_a - E_d &= 36.38 - 31.85 = 4.53 \text{ mbar} \end{aligned}$$
6. Menentukan nilai R_a . Didapatkan dari tabel penman. Misal, letak stasiun berada pada 5.39 LS dan nilai R_a untuk bulan Januari berdasarkan tabel penman adalah 14.02.
7. Menghitung nilai R_s

$$\begin{aligned} R_s &= R_a (0.25 + 0.54 (n/N)) \\ &= 14.02 (0.25 + 0.54 \times 53.45) \\ &= 7.55 \text{ mbar} \end{aligned}$$
8. Menentukan nilai fungsi suhu $f(t)$, $f(e_d)$, $f(n/N)$, $f(U)$. $F(t)$ didapat dari tabel penman. $F(t)$ untuk bulan Januari dengan suhu 27.35 C diperoleh nilai 16.17.

$$\begin{aligned} F(e_d) &= 0.34 - (0.044 \times e_d^{0.5}) \\ &= 0.34 - (0.044 \times 31.85^{0.5}) \\ &= 0.09 \text{ mbar} \\ F(n/N) &= 0.1 + (0.9 \times n/N) \\ &= 0.1 + (0.9 \times 53.45) \\ &= 0.58 \\ F(u) &= 0.27 (1 + 0.864 U) \\ &= 0.27 (1 + 0.864 \times 3.25) \\ &= 1.03 \end{aligned}$$
9. Menghitung R_{n1}

$$\begin{aligned} R_{n1} &= f(t) \times f(e_d) \times f(n/N) \\ &= 16.17 \times 0.09 \times 0.58 = 0.86 \text{ mm/hari} \end{aligned}$$
10. Menghitung nilai E_{to}^*
Contoh perhitungan bulan Januari

$$\begin{aligned}
 E_{to} &= c[W.(0.75 R_s - R_{n1}) + (1-W).f(u)(e_a - e_d)] \\
 &= 1.1 [0.761 \times (0.75 \times 7.55 - 0.86) + 0.233 \times \\
 &\quad 1.03 \times 4.53] \\
 &= 5.25 \text{ mm/hari}
 \end{aligned}$$

Tabel 4. 20 Perhitungan Evapotranspirasi Penman

Bulan	Ea	w	1 - w	f(t)	ed	ea-ed	Ra	Rs	f(ed)	F (n/N)	f(U)	Rn1	Eto*	c	Eto
	(mbar)				(mbar)							(mm /hari)	(mm /hari)		Mm /hari
Jan	36.38	0.767	0.233	16.17	31.85	4.53	14.02	7.55	0.09	0.58	1.03	0.86	4.77	1.1	5.25
Feb	36.00	0.765	0.235	16.14	31.12	4.88	14.86	7.68	0.09	0.54	0.96	0.83	4.87	1.1	5.36
Mar	35.96	0.765	0.235	16.13	31.55	4.41	15.43	8.24	0.09	0.57	0.88	0.86	4.98	1	4.98
Apr	36.12	0.766	0.234	16.15	31.56	4.56	15.43	8.52	0.09	0.60	0.85	0.90	5.11	0.9	4.60
Mei	36.48	0.768	0.232	16.18	31.44	5.04	15.04	8.73	0.09	0.65	0.91	0.98	5.34	0.9	4.81
Jun	35.12	0.760	0.240	16.05	29.89	5.24	14.61	8.06	0.10	0.60	1.13	0.96	5.28	0.9	4.76
Jul	34.40	0.756	0.244	15.99	28.52	5.88	14.81	8.60	0.11	0.65	1.28	1.09	5.88	0.9	5.29
Ags	34.38	0.756	0.244	15.98	27.88	6.50	15.17	9.21	0.11	0.70	1.28	1.20	6.36	1	6.36
Sep	35.90	0.764	0.236	16.13	29.24	6.66	15.30	9.43	0.10	0.71	1.10	1.17	6.24	1.1	6.87
Okt	38.12	0.776	0.224	16.33	30.63	7.49	15.03	9.96	0.10	0.79	0.92	1.24	6.38	1.1	7.02
Nop	38.16	0.776	0.224	16.33	31.60	6.56	14.29	8.46	0.09	0.67	0.73	1.01	5.21	1.1	5.74
Des	36.46	0.768	0.232	16.18	31.55	4.91	13.82	6.60	0.09	0.48	0.76	0.72	4.12	1.1	4.53

(Sumber: Hasil perhitungan)

4.4.2 Perhitungan ketersediaan air metode FJ.Mock

Perhitungan ini bertujuan untuk mengetahui debit ketersediaan air pada DAS Ohoinol. Hasil perhitungan debit andalan setiap bulan selama 15 tahun bisa dilihat pada Tabel 4.21. sedangkan untuk rekap seluruh hasil perhitungan ketersediaan debit dengan probabilitas 90 % setiap bulan dapat dilihat pada Tabel 4.22

Tabel 4. 21 Hasil Perhitungan Debit Andalan Ohoinol

Tahun	B U L A N											
	JAN	PEB	MAR	APR	MEI	JUN	JUL	AGT	SEPT	OKT	NOP	DES
2001	0.048	0.047	0.046	0.078	0.015	0.041	0.000	0.000	0.000	0.000	0.036	0.106
2002	0.018	0.006	0.021	0.033	0.000	0.002	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.020
2003	0.030	0.023	0.025	0.016	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.006	0.037
2004	0.023	0.035	0.045	0.007	0.011	0.007	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001
2005	0.016	0.027	0.014	0.059	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.003	0.016
2006	0.014	0.017	0.006	0.009	0.047	0.047	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.016
2007	0.039	0.000	0.038	0.030	0.000	0.004	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.026
2008	0.000	0.030	0.029	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.009	0.000	0.000	0.053
2009	0.020	0.010	0.060	0.064	0.005	0.018	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.037
2010	0.035	0.021	0.035	0.027	0.021	0.019	0.018	0.015	0.008	0.009	0.029	0.035
2011	0.045	0.023	0.045	0.022	0.026	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.011	0.035
2012	0.010	0.021	0.018	0.010	0.036	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.016
2013	0.053	0.035	0.013	0.018	0.023	0.030	0.008	0.000	0.000	0.000	0.000	0.036
2014	0.062	0.035	0.013	0.036	0.007	0.015	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.036
2015	0.038	0.036	0.024	0.025	0.000	0.020	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.012
Rerata	0.030	0.024	0.029	0.029	0.013	0.013	0.002	0.001	0.001	0.001	0.006	0.032

(Sumber: Hasil perhitungan)

Tabel 4. 22 Rekap Hasil Perhitugnan Debit Andalan 90%

Bulan	Debit	
	m ³ /s	l/s
Januari	0.006	5.89
Pebruari	0.004	3.88
Maret	0.010	9.82
April	0.005	4.55
Mei	0.000	0.00
Juni	0.000	0.00
Juli	0.000	0.00
Agustus	0.000	0.00
September	0.000	0.00
Oktober	0.000	0.00
Nopember	0.000	0.00
Desember	0.007	7.24

(Sumber: Hasil perhitungan)

4.4 Analisis Kebutuhan Air

4.4.1 Kebutuhan Air Penduduk Ohoinol

Untuk mengetahui kebutuhan air penduduk Ohoinol terlebih dahulu harus diketahui berapa banyak jumlah penduduk di Desa Ohoinol. Jumlah penduduk Desa Ohoinol pada tahun 2014 adalah sebanyak 393 jiwa. Jumlah penduduk akan diproyeksikan sampai dengan tahun 2043 dengan asumsi pertumbuhan penduduk 1.3 setiap tahun. Proyeksi penduduk bisa dilakukan dengan menggunakan tiga cara yakni, aritmatik, geometrik dan eksponensial. Berikut adalah contoh perhitungan proyeksi penduduk untuk tahun 2015:

Metode aritmatik:

$$\begin{aligned}
 P_n &= P_o(1+rn) \\
 &= 393 (1 + 1.3/100 \times (2015-2014)) \\
 &= 398 \text{ jiwa}
 \end{aligned}$$

Metode geometrik

$$\begin{aligned}
 P_n &= P_o (1 + r)^n \\
 &= 393 (1 + 1.3/100)^1 \\
 &= 398 \text{ jiwa}
 \end{aligned}$$

Metode eksponensial

$$\begin{aligned} P_n &= P_0 e^{rt} \\ &= 393 e^{1.3/100 \times 1} \\ &= 398 \text{ jiwa} \end{aligned}$$

Untuk hasil perhitungan proyeksi penduduk dari tahun 2014-2043 bisa dilihat pada Tabel 4.23

Tabel 4. 23 Hasil Perhtiungan Proyeksi Penduduk Desa Ohoinol

No	Tahun	Proyeksi Jumlah Penduduk (jiwa)		
		Aritmetik	Geometrik	Eksponensial
1	2014	393	393	393
2	2015	398	398	398
3	2016	403	403	403
4	2017	408	409	409
5	2018	413	414	414
6	2019	419	419	419
7	2020	424	425	425
8	2021	429	430	430
9	2022	434	436	436
10	2023	439	441	442
11	2024	444	447	448
12	2025	449	453	453
13	2026	454	459	459
14	2027	459	465	465
15	2028	465	471	471
16	2029	470	477	478
17	2030	475	483	484
18	2031	480	490	490
19	2032	485	496	497
20	2033	490	502	503
21	2034	495	509	510
22	2035	500	515	516
23	2036	505	522	523
24	2037	511	529	530
25	2038	516	536	537
26	2039	521	543	544

Lanjutan Tabel 4.23

27	2040	526	550	551
28	2041	531	557	558
29	2042	536	564	566
30	2043	541	572	573

(Sumber: Hasil perhitungan)

Dari perhitungan proyeksi yang telah dilakukan, metode eksponensial menghasilkan hasil yang paling besar. Sehingga data proyeksi penduduk yang digunakan adalah data dengan metode eksponensial.

Kebutuhan air Desa Ohoinol terdiri dari kebutuhan domestik dan non domestik. Kebutuhan air domestik terdiri dari sambungan rumah dan hidran umum. Sedangkan kebutuhan non domestik terdiri dari kebutuhan fasilitas pendidikan, kesehatan, tempat ibadah, perdagangan.

- **Kebutuhan air domestik:**

Kebutuhan salurah rumah (SR) = 60 l/org/hari

Kebutuhan hidran umum (HU) = 30 l/org/hari

- **Kebutuhan air non domestik**

Data jumlah fasilitas umum Desa Ohoinol dapat dilihat pada Tabel 4.24. Kebutuhan air baku non domestik untuk berbagai sektor dapat dilihat pada Tabel 4.25 sedangkan perhitungan kebutuhan air non domestik desa ohoinol bisa dilihat pada Tabel 4.26

Tabel 4. 24 Data Jumlah Fasilitas Umum Desa Ohoinol

No	Fasilitas Umum	Ohoinol 2014	Fasilitas Umum	Ohoinol 2043
1	Pendidikan		Pendidikan	
	Sekolah Dasar	1	Sekolah Dasar	1
	SLTP	0	SLTP	1
	SLTA	1	SLTA	1
2	Kesehatan		Kesehatan	
	Rumah Sakit	0	Rumah Sakit	0
	Puskesmas	0	Puskesmas	1

Lanjutan Tabel 4.24

3	Tempat Ibadah		Tempat Ibadah	
	Masjid	0	Masjid	0
	Musholah	0	Musholah	0
	Gereja	1	Gereja	1
	Vihara	0	Vihara	0
4	Industri		Industri	
	Batu bata	0	Batu bata	0
	Genteng	0	Genteng	0
	Tahu	0	Tahu	0
	Tempe	0	Tempe	0
5	Perdagangan		Perdagangan	
	Pasar	0	Pasar	1
	Toko/kios	0	Toko/kios	5

(Sumber: Hasil perhitungan)

Tabel 4. 25 Kebutuhan Air Bersih Untuk Kota Kategori V (Desa)

Fasilitas	Nilai	Satuan
pasar	12000	Liter/hari
Sekolah	5	Liter/murid/hari
Rumah sakit	200	Liter/bed/hari
Puskesmas	1200	Liter/hari
Komersial/industri	10	Liter/hari

(Sumber: Ditjen Cipta Karya Dep PU:2000)

Tabel 4. 26 Perhitungan Kebutuhan Air Non domestik

Fasilitas	Jumlah	Total kebutuhan air
SD	50 siswa	250 l/hari
SLTP	50 siswa	250 l/hari
SLTA	80 siswa	400 l/hari
puskesmas	1	1200 l/hari
Gereja	1	10 l/hari
Pasar	1 (0.2 Ha)	2400 l/hari
Kios	5	50 l/hari
Total		4,560 l/hari

(Sumber: Hasil perhitungan)

4.4.2 Kebutuhan Irigasi Penduduk Ohoinol

Kebutuhan air irigasi direncanakan untuk pola tanam palawija-palawija-palawija. Alasan menggunakan pola tanam ini adalah dikarenakan hasil tanam paling banyak dikawasan studi adalah hasil tanam palawija. Berikut adalah langkah-langkah perencanaan kebutuhan irigasi dengan jenis tanaman jagung.

1. Menentukan angka evapotranspirasi potensial Eto. Hasil bisa dilihat pada Subbab 4.3.1.
2. Menentukan koefisien tanam (Kc). Nilai koefisien tanaman ini diperoleh dari Tabel A.2.5 KP 01.
3. Menghitung evapotranspirasi tanaman (Etc) = $Kc \times Eto$
4. Menentukan nilai perkolasi dan rembesan yakni sebesar 2.00 mm/hari
5. Menghitung tinggi hujan setengah bulanan dari data hujan tahun 2001-20015. Kemudian dicari R50 yakni tinggi hujan dengan probabilitas terpenuhi 50%.
6. Menghitung tinggi hujan efektif (Re), sebesar $0.7R50/\text{jumlah hari}$
7. Menghitung kebutuhan air netto (NFR). Jika $Re > \text{kebutuhan tanaman}$ maka air yang dibutuhkan untuk irigasi = 0. Jika $Re < \text{kebutuhan tanaman}$ maka kebutuhan air irigasi = kebutuhan tanaman – Re
8. Menghitung kebutuhan air dari intake (DR) = $NFR/0.65$.
Hasil perhitungan kebutuhan air untuk irigasi bisa dilihat pada Tabel 4.27

Lanjutan Tabel 4.27

NO	JUNI		JULI		AGUSTUS		SEPTEMBER		OKTOBER		NOPEMBER		DESEMBER	
	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II
	15	15	15	16	15	16	15	15	15	16	15	15	15	16
	Palawija						Bero	Palawija						
1	4.76	4.76	5.29	5.29	6.36	6.36	6.87	6.87	7.02	7.02	5.74	5.74	4.53	4.53
2	0.59	0.96	1.05	1.02	0.95			0.50	0.59	0.96	1.05	1.02	0.95	
	0.50	0.59	0.96	1.05	1.02	0.95			0.50	0.59	0.96	1.05	1.02	0.95
	0.55	0.00	1.01	0.00	0.99	0.95	0.00	0.50	0.55	0.00	1.01	0.00	0.99	0.95
3	2.59	0.00	5.32	0.00	6.26	6.04	0.00	3.43	3.83	0.00	5.76	0.00	4.46	4.30
4														
5	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
6														
7														
8	4.59	0.00	7.32	0.00	8.26	8.04	0.00	5.43	5.83	0.00	7.76	0.00	6.46	6.30
9	114.0	63.0	31.0	26.0	18.0	4.0	10.0	9.0	12.0	16.0	46.0	98.0	145.0	236.0
10	5.32	2.94	1.45	1.14	0.84	0.18	0.47	0.42	0.56	0.70	2.15	4.57	6.77	10.33
11	0.00	0.00	5.87	0.00	7.42	7.87	0.00	5.01	5.27	0.00	5.62	0.00	0.00	0.00
12	0.00	0.00	0.68	0.00	0.86	0.91	0.00	0.58	0.61	0.00	0.65	0.00	0.00	0.00
13	0.00	0.00	1.05	0.00	1.32	1.40	0.00	0.89	0.94	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00

(Sumber: Hasil perhitungan)

4.4.3 Keseimbangan Air

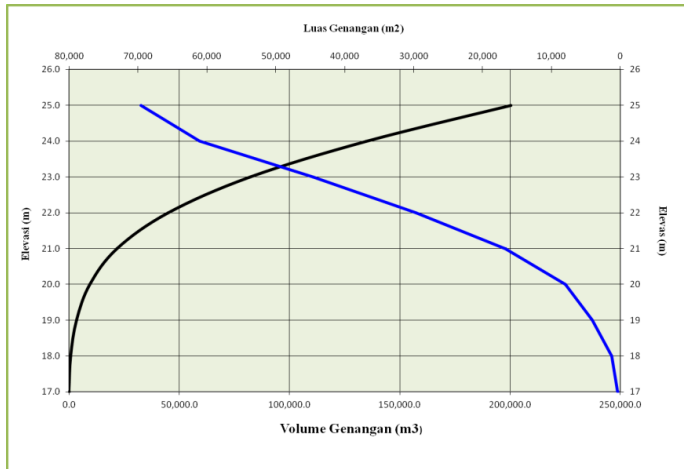
Analisis keseimbangan air bertujuan untuk mengetahui apakah air tampungan embung mampu memenuhi kebutuhan air desa ohoinol. Analisa keseimbangan air dilakukan terhadap kebutuhan air baku domestik terlebih dahulu. Jika jumlah air masih memungkinkan maka akan digunakan untuk air baku non domestik dan kebutuhan air irigasi, luas lahan yang mampu terairi disesuaikan dengan jumlah tampungan embung ohoinol.

Sebelum melakukan analisa keseimbangan air, perlu diketahui terlebih dahulu elevasi dan jumlah tampungan embung Ohoinol. Tabel 4. 28 dan Gambar 4.4 menjelaskan hubungan antara elevasi, luas genangan dan tampungan embung ohoinol.

Tabel 4. 28 Hubungan Antara Elevasi, Volume Dan Luas Genangan

elevasi	Tinggi	Luas Genangan	Vol. Genangan
		(m ²)	(m ³)
17	0	374.65	0
18	1	1236.14	805
19	2	4071.42	3459
20	3	7981.2	9485
21	4	16692	21822
22	5	29677	45007
23	6	44539	82115
24	7	61070	134919
25	8	69600	200254

(Sumber: Hasil perhitungan)



Gambar 4. 4 Grafik Hubungan Antara Elevasi, Volume dan Luas Genangan

(Sumber: Hasil perhitungan)

Elevasi puncak embung ohoinol direncanakan berada pada elevasi 25 m. Puncak pelimpah berada pada elevasi 23 m. Tampungan mati diperkirakan sebesar 15% dari volume total. Volume total sebesar 82,114.59 m³, volume tampungan mati sebesar 12,317.19 m³, sehingga volume tampungan efektif sebesar 69,797.40 m³.

Perhitungan keseimbangan air yang pertama adalah untuk kebutuhan air baku domestik. Analisa keseimbangan ini menggunakan debit andalan 90%. Dari hasil perhitungan debit andalan, evapotranspirasi dan kebutuhan air, diperoleh hasil perhitungan keseimbangan air seperti pada Tabel 4.29 dimana tampungan embung mampu memberikan pelayanan air untuk kebutuhan air baku sebagai berikut:

Persentase penduduk terlayani	= 64%
Target penduduk terlayani	= 64% x 573 = 367 jiwa
Target pelayanan SR	= 60%
Target pelayanan HU	= 20%

$$\begin{aligned}
 \text{Kebutuhan air SR} &= 60\% \times 367 \times 60 \\
 &= 16.560 \text{ l/hari} \\
 \text{Kebutuhan air HU} &= 20\% \times 367 \times 30 \\
 &= 2.760 \text{ l/hari} \\
 \text{Total kebutuhan air} &= \text{HU} + \text{SR} = 19.320 \text{ l/hari} \\
 \text{Total kebutuhan di intake} &= 1.3 \times 19.320 \text{ l/hari} \\
 &= 25.116 \text{ l/hari} = 0.0003 \text{ m}^3/\text{detik}
 \end{aligned}$$

Analisis keseimbangan air selanjutnya yakni untuk kebutuhan air baku domestik dengan prosentase penduduk yang terlayani sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 \text{Persentase penduduk terlayani} &= 100\% \\
 \text{Target penduduk terlayani} &= 100\% \times 573 = 573 \text{ jiwa} \\
 \text{Target pelayanan SR} &= 80\% \\
 \text{Target pelayanan HU} &= 20\% \\
 \text{Kebutuhan air SR} &= 80\% \times 573 \times 60 \\
 &= 27.540 \text{ l/hari} \\
 \text{Kebutuhan air HU} &= 20\% \times 573 \times 30 \\
 &= 3.450 \text{ l/hari} \\
 \text{Total kebutuhan air domestik} &= \text{HU} + \text{SR} = 30.990 \text{ l/hari} \\
 \text{air baku non domestik} &= 4.560 \text{ l/hari}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Total kebutuhan air desa ohoinol} &: \\
 &= \text{domestik} + \text{non domestik} + \text{kehilangan air 30\%} \\
 &= 30.990 \text{ l/hari} + 4560 \text{ l/hari} + 10.665 \text{ l/hari} \\
 &= 46.215 \text{ l/hari} \\
 &= 0.53/\text{detik} \\
 &= 0.00053 \text{ m}^3/\text{detik}
 \end{aligned}$$

Untuk kebutuhan air untuk irigasi dapat dilihat pada Tabel 4.27. Analisis keseimbangan air yang kedua ini digunakan debit andalan rata-rata yang hasilnya dapat dilihat pada Tabel 4.21. Hasil perhitungan keseimbangan air dapat dilihat pada Tabel 4.30.

Tabel 4. 29 Perhitungan Keseimbangan Air Embung Ohoinol Untuk Kebutuhan Air Baku

Bulan	Periode	Jumlah Hari	Kebutuhan Air Baku		Evaporasi dan Perkolasi (m ³)	Volume Kebutuhan Total (m ³)
			(m ³ /dt)	m ³		
Jan	1	15	0.0003	387.270	4,125.74	4,513.01
	2	16	0.0003	413.088	4,400.79	4,813.87
Feb	1	15	0.0003	387.270	4,197.56	4,584.83
	2	13	0.0003	335.634	3,637.88	3,973.52
Mar	1	15	0.0003	387.270	3,953.53	4,340.80
	2	16	0.0003	413.088	4,217.09	4,630.18
Apr	1	15	0.0003	387.270	3,708.55	4,095.82
	2	15	0.0003	387.270	3,708.55	4,095.82
May	1	15	0.0003	387.270	3,845.19	4,232.46
	2	16	0.0003	413.088	4,101.53	4,514.62
Jun	1	15	0.0003	387.270	3,811.51	4,198.78
	2	15	0.0003	387.270	3,811.51	4,198.78
Jul	1	15	0.0003	387.270	4,154.67	4,541.94
	2	16	0.0003	413.088	4,431.64	4,844.73
Aug	1	15	0.0003	387.270	4,836.60	5,223.87
	2	16	0.0003	413.088	5,159.04	5,572.12
Sep	1	15	0.0003	387.270	5,163.15	5,550.42
	2	15	0.0003	387.270	5,163.15	5,550.42
Oct	1	15	0.0003	387.270	5,260.46	5,647.73
	2	16	0.0003	413.088	5,611.16	6,024.25
Nov	1	15	0.0003	387.270	4,438.27	4,825.54
	2	15	0.0003	387.270	4,438.27	4,825.54
Dec	1	15	0.0003	387.270	3,665.28	4,052.55
	2	16	0.0003	413.088	3,909.63	4,322.72

Lanjutan Tabel 4.29

Bulan	Periode	Vol Andalan (m ³)	defisit	S _{i+1}	S akhir prd	Spillout	Keterangan
			m ³	m ³	m ³	m ³	
					69,797.40		
Jan	1	8,140.58	3,627.57	73,424.97	69,797.40	3627.6	Cukup
	2	8,140.58	3,326.70	73,124.10	69,797.40	3326.704335	Cukup
Feb	1	5,027.48	442.65	70,240.05	69,797.40	442.6542961	Cukup
	2	4,357.15	383.63	70,181.03	69,797.40	383.6337233	Cukup
Mar	1	12,728.14	8,387.34	78,184.74	69,797.40	8387.34393	Cukup
	2	13,576.68	8,946.50	78,743.90	69,797.40	8946.500192	Cukup
Apr	1	5,891.16	1,795.34	71,592.74	69,797.40	1795.339236	Cukup
	2	5,891.16	1,795.34	71,592.74	69,797.40	1795.339236	Cukup
May	1	0.00	-4,232.46	65,564.94	65,564.94	0	Cukup
	2	0.00	-4,514.62	61,050.32	61,050.32	0	Cukup
Jun	1	0.00	-4,198.78	56,851.54	56,851.54	0	Cukup
	2	0.00	-4,198.78	52,652.76	52,652.76	0	Cukup
Jul	1	0.00	-4,541.94	48,110.83	48,110.83	0	Cukup
	2	0.00	-4,844.73	43,266.10	43,266.10	0	Cukup
Aug	1	0.00	-5,223.87	38,042.23	38,042.23	0	Cukup
	2	0.00	-5,572.12	32,470.11	32,470.11	0	Cukup
Sep	1	0.00	-5,550.42	26,919.69	26,919.69	0	Cukup
	2	0.00	-5,550.42	21,369.27	21,369.27	0	Cukup
Oct	1	0.00	-5,647.73	15,721.54	15,721.54	0	Cukup
	2	0.00	-6,024.25	9,697.29	9,697.29	0	Cukup
Nov	1	0.00	-4,825.54	4,871.75	4,871.75	0	Cukup
	2	0.00	-4,825.54	46.21	46.21	0	Cukup
Des	1	9,382.17	5,329.62	5,375.83	5,375.83	0	Cukup
	2	10,007.65	5,684.92	11,060.75	11,060.75	0	Cukup

(Sumber: Hasil perhitungan)

Tabel 4. 30 Perhitungan Keseimbangan Air Embung Ohoinol Untuk Kebutuhan Air Baku dan Irigasi

Bulan	Periode	Jumlah Hari	Kebutuhan Air Irigasi		Kebutuhan Air Baku		Evaporasi dan Perkolasi (m ³)	Volume Kebutuhan Total (m ³)
			(m ³ /dt)	m ³	(m ³ /dt)	m ³		
Jan	1	15	0.000	0.00	0.0005	693.225	4,125.74	4,818.96
	2	16	0.000	0.00	0.0005	739.440	4,400.79	5,140.23
Feb	1	15	0.000	0.00	0.0005	693.225	4,197.56	4,890.78
	2	13	0.000	0.00	0.0005	600.795	3,637.88	4,238.68
Mar	1	15	0.000	0.00	0.0005	693.225	3,953.53	4,646.75
	2	16	0.000	0.00	0.0005	739.440	4,217.09	4,956.53
Apr	1	15	0.000	0.00	0.0005	693.225	3,708.55	4,401.78
	2	15	0.000	0.00	0.0005	693.225	3,708.55	4,401.78
May	1	15	0.000	0.00	0.0005	693.225	3,845.19	4,538.41
	2	16	0.000	246.11	0.0005	739.440	4,101.53	5,087.08
Jun	1	15	0.000	253.39	0.0005	693.225	3,811.51	4,758.12
	2	15	0.000	0.00	0.0005	693.225	3,811.51	4,504.73
Jul	1	15	0.003	4,175.267	0.0005	693.225	4,154.67	9,023.16
	2	16	0.000	0.00	0.0005	739.440	4,431.64	5,171.08
Aug	1	15	0.004	4,984.69	0.0005	693.225	4,836.60	10,514.51
	2	16	0.000	0.00	0.0005	739.440	5,159.04	5,898.48
Sep	1	15	0.003	3,439.03	0.0005	693.225	5,163.15	9,295.40
	2	15	0.003	3,685.31	0.0005	693.225	5,163.15	9,541.68
Oct	1	15	0.004	4,763.62	0.0005	693.225	5,260.46	10,717.31
	2	16	0.000	0.00	0.0005	739.440	5,611.16	6,350.60
Nov	1	15	0.003	4,008.21	0.0005	693.225	4,438.27	9,139.70
	2	15	0.000	0.00	0.0005	693.225	4,438.27	5,131.50
Dec	1	15	0.000	0.00	0.0005	693.225	3,665.28	4,358.51
	2	16	0.000	0.00	0.0005	739.440	3,909.63	4,649.07

Catatan: Luas area irigasi yang dapat diairi = 3 Ha dan tingkat pelayanan air baku domestik 100%

Lanjutan Tabel 4.30

Bulan	Periode	Vol Andalan (m ³)	defisit	S _{i+1}	S akhir prd	Spillout	Keterangan
			m ³	m ³	m ³	m ³	
					69,797.40		
Jan	1	41,423.87	36,604.91	106,402.31	69,797.40	36604.9	Cukup
	2	41,423.87	36,283.64	106,081.04	69,797.40	36283.6443	Cukup
Feb	1	31,726.53	26,835.75	96,633.15	69,797.40	26835.748	Cukup
	2	27,496.33	23,257.65	93,055.05	69,797.40	23257.6483	Cukup
Mar	1	31,726.53	27,079.78	96,877.18	69,797.40	27079.7805	Cukup
	2	39,916.77	34,960.23	104,757.63	69,797.40	34960.2316	Cukup
Apr	1	37,692.58	33,290.80	103,088.20	69,797.40	33290.8036	Cukup
	2	37,692.58	33,290.80	103,088.20	69,797.40	33290.8036	Cukup
May	1	16,501.80	11,963.39	81,760.78	69,797.40	11963.3873	Cukup
	2	17,601.92	12,514.84	82,312.23	69,797.40	12514.8352	Cukup
Jun	1	17,442.20	12,684.08	82,481.48	69,797.40	12684.0844	Cukup
	2	17,442.20	12,937.47	82,734.87	69,797.40	12937.4708	Cukup
Jul	1	2,209.10	-6,814.06	62,983.34	62,983.34	0	Cukup
	2	2,356.37	-2,814.71	60,168.63	60,168.63	0	Cukup
Aug	1	1,292.71	-9,221.80	50,946.83	50,946.83	0	Cukup
	2	1,378.89	-4,519.58	46,427.25	46,427.25	0	Cukup
Sep	1	1,425.69	-7,869.71	38,557.53	38,557.53	0	Cukup
	2	1,425.69	-8,115.99	30,441.54	30,441.54	0	Cukup
Oct	1	761.19	-9,956.12	20,485.42	20,485.42	0	Cukup
	2	811.94	-5,538.66	14,946.76	14,946.76	0	Cukup
Nov	1	7,491.92	-1,647.78	13,298.98	13,298.98	0	Cukup
	2	7,491.92	2,360.43	15,659.41	15,659.41	0	Cukup
Des	1	41,408.39	37,049.88	52,709.29	52,709.29	0	Cukup
	2	44,168.95	39,519.88	92,229.17	69,797.40	22431.7707	Cukup

(Sumber: Hasil perhitungan)

4.5 Analisis Penelusuran Banjir

Analisa penelusuran banjir menggunakan debit *inflow* metode Nakayasu periode ulang 100 tahun. Lebar pelimpah direncanakan 200 m dan $\Delta t = 0.08$ jam. Sebelum melakukan penelusurn banjir melalui pelimpah, terlebih dahulu dilakukan perhitungan hubungan antara elevasi air di atas mercu, tampungan dan debit. Berikut contoh perhitungan untuk elevasi air di atas mercu (H) = 0.1 m

$$\text{Koefisien debit (C)} = 2.16$$

$$\text{Lebar mercu} = 4 \text{ m}$$

$$\text{Debit (Q)} = 2.16 \times 4 \text{ m} \times (0.1)^{1.5} = 0.27 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Volume tampungan (S)} = 0.076 \times 10^6 \text{ m}^3$$

$$S/dt = 760,000/(0.08 \times 60 \times 60) = 253.73 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$F (S/dt + Q/2) = 253.73 \text{ m}^3/\text{s} + 0.14 \text{ m}^3/\text{s} = 253.86 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Y (S/dt - Q/2) = 253.73 \text{ m}^3/\text{s} - 0.14 \text{ m}^3/\text{s} = 253.59 \text{ m}^3/\text{s}$$

Perhitungan H yang lainnya dilakukan dengan cara yang sama. Hasil dari perhitungan hubungan antara H , tampungan dan *outflow* dapat dilihat pada Tabel 4.31

Tabel 4. 31 Hubungan antara elevasi-tampungan-debit

Elev (m)	H (m)	S (10^6 m^3)	S/dt (m^3/dt)	Q (m^3/dt)	f (m^3/dt)	Y (m^3/dt)
23.00	0.000	0.070	231.95	0	231.95	231.95
23.10	0.100	0.076	253.73	0.27	253.86	253.59
23.20	0.200	0.083	275.50	0.77	275.89	275.12
23.30	0.300	0.089	297.28	1.42	297.99	296.57
23.40	0.400	0.096	319.06	2.18	320.15	317.97
23.50	0.500	0.102	340.84	3.05	342.36	339.31
23.60	0.600	0.109	362.62	4.01	364.62	360.61
23.70	0.700	0.115	384.40	5.06	386.92	381.87
23.80	0.800	0.122	406.17	6.18	409.26	403.08
23.90	0.900	0.128	427.95	7.37	431.64	424.27
24.00	1.000	0.135	449.73	8.63	454.05	445.41
24.10	1.100	0.141	471.51	9.96	476.49	466.53
24.20	1.200	0.148	493.29	11.35	498.96	487.61
24.30	1.300	0.155	515.07	12.80	521.46	508.67
24.40	1.400	0.161	536.84	14.30	543.99	529.69
24.50	1.500	0.168	558.62	15.86	566.55	550.69

(Sumber: Hasil perhitungan)

Setelah mendapatkan nilai hubungan antara elevasi, tampungan dan outflow, selanjutnya dilakukan analisis penelusuran banjir. Perhitungan analisis penelusuran banjir bisa dilihat pada Tabel 4.32.

Tabel 4. 32 Perhitungan Penelusuran Banjir

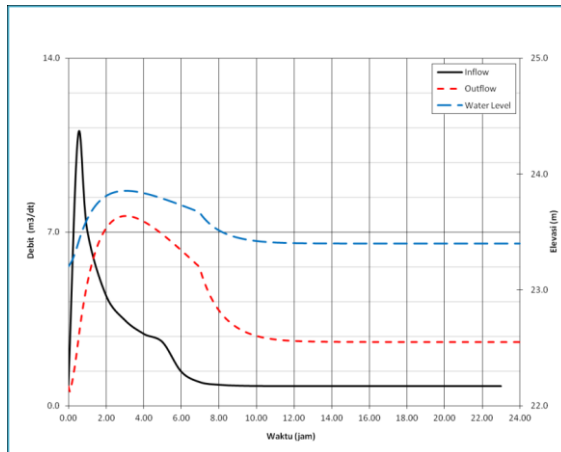
waktu		I	$(I_1 + I_2) / 2$	y	f	Q	Elev.
jam	min	(m ³ /dt)	(m ³ /dt)	(m ³ /dt)	(m ³ /dt)	(m ³ /dt)	(m)
0.00	0.00	0.79	-	-	-	0.79	23.20
0.50	30.00	10.90	10.05	306.53	316.59	2.48	23.39
1.00	60.00	10.37	10.41	356.26	366.67	4.91	23.61
1.50	90.00	9.83	9.88	386.39	396.26	6.34	23.74
2.00	120.00	9.30	9.35	403.31	412.66	7.14	23.81
2.50	150.00	8.77	8.81	411.74	420.55	7.52	23.85
3.00	180.00	8.24	8.28	414.67	422.96	7.64	23.86
3.50	210.00	7.71	7.75	414.08	421.83	7.58	23.85
4.00	240.00	7.17	7.22	411.21	418.43	7.42	23.84
4.50	270.00	6.64	6.69	406.87	413.55	7.18	23.82
5.00	300.00	6.11	6.16	401.58	407.74	6.90	23.79
5.50	330.00	5.58	5.62	395.69	401.31	6.59	23.76
6.00	360.00	5.05	5.09	389.40	394.49	6.26	23.73
6.50	390.00	4.52	4.56	382.86	387.42	5.91	23.70
7.00	420.00	0.95	2.51	376.16	378.67	5.49	23.66
7.50	450.00	0.95	0.95	357.06	358.01	4.49	23.57
8.00	480.00	0.95	0.95	343.74	344.69	3.84	23.51
8.50	510.00	0.89	0.90	335.07	335.97	3.42	23.48
9.00	540.00	0.84	0.85	329.24	330.09	3.13	23.45
9.50	570.00	0.82	0.82	325.29	326.11	2.94	23.43
10.00	600.00	0.79	0.80	322.62	323.42	2.81	23.42
12.00	720.00	0.79	0.79	318.46	319.25	2.61	23.40
13.00	780.00	0.79	0.79	317.94	318.73	2.58	23.40
14.00	840.00	0.79	0.79	317.73	318.52	2.57	23.40
15.00	900.00	0.79	0.79	317.63	318.42	2.57	23.40
16.00	960.00	0.79	0.79	317.59	318.38	2.57	23.40
17.00	1020.0	0.79	0.79	317.57	318.36	2.56	23.40

Lanjutan Tabel 4.32

18.00	1080.0	0.79	0.79	317.55	318.34	2.56	23.40
19.00	1140.00	0.79	0.79	317.55	318.33	2.56	23.40
19.50	1170.00	0.79	0.79	317.54	318.33	2.56	23.40
20.00	1200.0	0.79	0.79	317.54	318.33	2.56	23.40
20.50	1230.0	0.79	0.79	317.53	318.32	2.56	23.40
21.00	1260.0	0.79	0.79	317.53	318.32	2.56	23.40
22.00	1320.0	0.79	0.79	317.52	318.31	2.56	23.40
23.00	1380.0	0.79	0.79	317.52	318.30	2.56	23.40

(Sumber: Hasil perhitungan)

Dari hasil penelusuran banjir diperoleh data *inflow* maksimum $10.90 \text{ m}^3/\text{s}$ dan *outflow* maksimum $7.64 \text{ m}^3/\text{s}$ pada elevasi 23.86 m. Tinggi air di atas pelimpah 0.86 m. Hidrograf *inflow* dan *outflow* bisa dilihat pada Gambar 4.5



Gambar 4. 5 Hidrograf *Inflow*, *Outflow* dan Elevasi Muka Air
(Sumber: Hasil perhitungan)

Halaman ini sengaja dikosongkan

BAB V

PERENCANAAN EMBUNG

5.1 Perencanaan Pelimpah

Bangunan pelimpah bertujuan untuk mengalirkan air dari dalam embung keluar ketika air di dalam embung berlebih. Dengan begitu tinggi muka air di dalam embung akan tetap terjaga sehingga tidak terjadi aliran air yang melalui tubuh embung. Jika aliran tersebut terjadi dapat membahayakan keamanan tubuh embung.

Bangunan pelimpah embung ohoinol direncanakan menggunakan debit banjir periode ulang 100 tahun dengan debit 10.9 m³/s. Bangunan pelimpah direncanakan terdiri dari saluran pengarah aliran, mercu pelimpah, saluran peluncur dan bangunan peredam energi.

5.1.1 Perencanaan saluran pengarah aliran

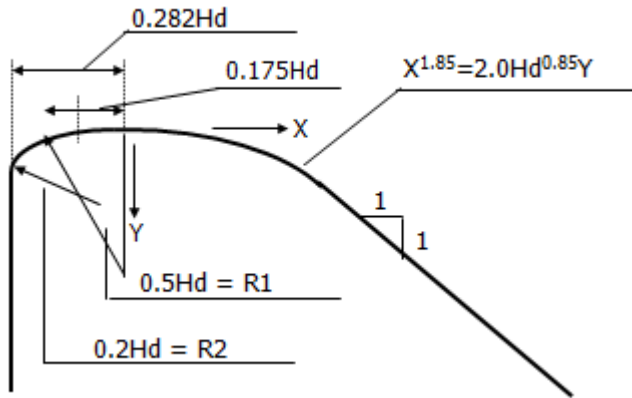
Saluran pengarah aliran direncanakan memiliki kecepatan maksimum. Kedalaman saluran harus lebih besar dari 1/5 Hd. Berikut adalah perhitungan perencanaan saluran pengarah aliran.

$$\begin{aligned} Q &= V \cdot A \\ 10.9 &= V \cdot [(W + H_d) \cdot B] \\ 10.9 &= V \cdot [(1 \text{ m} + 0.86 \text{ m}) \cdot 4] \\ 10.9 &= V \cdot 7.44 \\ V &= 1.46 \text{ m/s} < 4 \text{ m/s} \quad (\text{OK}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W &\geq (1/5 H_d) \\ 1 &\geq 0.172 \text{ m} \quad (\text{OK}) \end{aligned}$$

5.1.2 Perencanaan mercu pelimpah

Pelimpah direncanakan menggunakan tipe ogee dengan kriteria perencanaan seperti pada Gambar 5.1. Perhitungan koordinat lengkung pelimpah x dan y bisa dilihat pada Tabel 5.1.



Gambar 5. 1 Pelimpah Tipe Ogee
(Sumber: Suyono, 2002)

Tinggi air di atas mercu (Hd) = 0.86 m

$$X^{1.85} = 2.0 Hd^{0.85} Y, \text{ maka } Y = \frac{X^{1.86}}{2.0 \times 0.86^{0.85}}$$

$$Y = 0.57 X^{0.85}$$

$$Dy/dx = 1, \text{ maka}$$

$$1 = 1.055 X^{0.85}$$

$$X = 0.939 \text{ m}$$

$$Y = 0.508 \text{ m}$$

$$R1 = 0.429 \text{ m}$$

$$R2 = 0.171 \text{ m}$$

$$0.282 Hd = 0.242 \text{ m}$$

$$0.175 Hd = 0.150 \text{ m}$$

Tabel 5. 1 Koordinat Lengkung Pelimpah

X	Y	Elevasi
0.0	0	23.00
0.1	0.008	22.992
0.2	0.029	22.971
0.3	0.061	22.939
0.4	0.105	22.895
0.5	0.158	22.842
0.6	0.222	22.778
0.7	0.295	22.705
0.8	0.377	22.623
0.9	0.469	22.531
1.0	0.570	22.430
1.1	0.680	22.320
1.2	0.799	22.201
1.3	0.926	22.074
1.4	1.062	21.938

(Sumber: Hasil perhitungan)

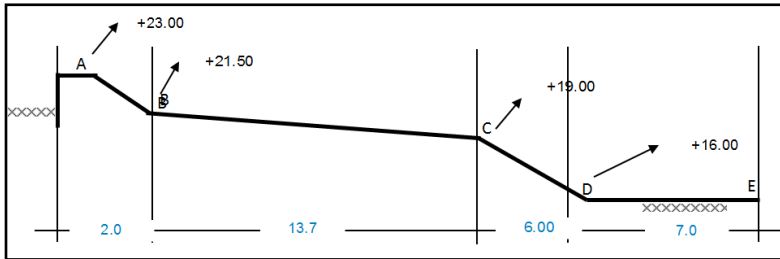
Elevasi mercu pelimpah = +23.00 m

Elevasi dasar mercu = +22.00 m

Tinggi pelimpah (W) = 1 m

Panjang pelimpah (B) = 4 m

Setelah merencanakan dimensi pelimpah, selanjutnya dilakukan analisa hidrolis pada mercu pelimpah (titik A). Sketsa bagian bangunan pelimpah dapat dilihat pada Gambar 5.2



Gambar 5. 2 Bagian Bangunan Pelimpah

- Elevasi titik A = + 23.00 m
- Elevasi titik B = +21.50 m
- Debit di titik A (q_A)

$$= \frac{Q}{B} = \frac{10.9 \text{ m}^3/\text{s}}{4.0 \text{ m}} = 2.72$$
- Tinggi air di A (d_A)

$$= \frac{q^2}{g^{1/3}} = \frac{2.72^2}{9.81^{1/3}} = 0.91 \text{ m}$$
- Kecepatan aliran (V_A)

$$= q_A / d_A = 2.72 / 0.91 = 2.99 \text{ m/s}$$
- Tinggi tekanan (h_{vA})

$$= V_A^2 / 2g = 2.99^2 / 2(9.81) = 0.46 \text{ m}$$
- Tinggi energi padat titik A = [elev. A – elev. B] + h_{vA} + d_A

$$H_A = [23.0 - 21.5] + 0.46 \text{ m} + 0.91 \text{ m}$$

$$H_A = + 2.87 \text{ m dari elevasi } +21.5 \text{ m}$$

5.1.3 Perencanaan saluran peluncur

Saluran peluncur berfungsi untuk meneruskan aliran dari mercu pelimpah ke bangunan peredam energi. Lebar saluran peluncur (B2) direncanakan sebesar 4 m. berikut adalah perhitungan hidrolis saluran peluncur, yakni pada titik B dan C dan D pada Gambar 5.2. perhitungsn hidrolis saluran peluncur didasarkan pada persamaan hukum kekekalan energi Bernouli.

- Elevasi titik B = + 21.5 m

- Elevasi titik C $= + 19.00 \text{ m}$
- Debit di titik B (qB)

$$= \frac{Q}{B^2} = \frac{10.9 \text{ m}^3/\text{s}}{4.0 \text{ m}} = 2.72$$
- Tinggi air di B (dB)
 $= 0.40 \text{ m}$ (asumsi)
- Kecepatan aliran (VB)

$$= \frac{q^B}{dB} = \frac{2.72}{0.40} = 6.81 \text{ m/s}$$
- Tinggi tekanan (hvB)

$$= \frac{VB^2}{2g} = \frac{6.81^2}{2(9.81)} = 2.36 \text{ m}$$
- Panjang A ke B $= 2.0 \text{ m}$
- Jari-jari hidrolik (Ra)

$$= \frac{A}{P} = \frac{0.91 \text{ m} \times 4.0 \text{ m}}{(2 \times 0.91) \text{ m} + 4.0 \text{ m}} = 0.63$$
- Jari-jari hidrolik (Rb)

$$= \frac{A}{P} = \frac{0.4 \text{ m} \times 4.0 \text{ m}}{(2 \times 0.4) \text{ m} + 4.0 \text{ m}} = 0.33$$
- Kehilangan energi akibat gesekan dari A ke B (hf.AB)

$$= \frac{n^2 x V^2 x L}{R^{4/3}} = \frac{0.014^2 x \frac{(Va+Vb)^2}{2} x L}{\left(\frac{Ra+Rb}{b}\right)^{4/3}} = 0.0251 \text{ m}$$
- Tinggi energi padat titik B = hvB+db+hf .AB

$$= 2.36 \text{ m} + 0.4 \text{ m} + 0.0251$$

$$= 2.79 \text{ m}$$
 dari elevasi +21.5 m
 HB \approx HA asumsi tinggi air di titik B bisa diterima
- Debit di titik C (qC)

$$= \frac{Q}{B^2} = \frac{10.9 \text{ m}^3/\text{s}}{4.0 \text{ m}} = 2.72$$
- Tinggi air di C (dC)
 $= 0.305 \text{ m}$ (asumsi)
- Kecepatan aliran (VC)

$$= \frac{q^c}{dc} = \frac{2.72}{0.31} = 8.93 \text{ m/s}$$

- Tinggi tekanan (hvC)

$$= VC^2 / 2g = 8.93^2 / 2(9.81) = 4.07 \text{ m}$$
- Panjang dari titik B ke C = 13.7 m
- Jari-jari hidrolik (Rc)

$$= \frac{A}{P} = \frac{0.305 \text{ m} \times 4.0 \text{ m}}{(2 \times 0.305) \text{ m} + 4.0 \text{ m}} = 0.26$$
-
- Kehilangan energi akibat gesekan dari B ke C (hf.BC)

$$= \frac{0.014^2 \times \frac{(Vb+Vc)^2}{2} \times L}{\frac{Rc+Rb^{4/3}}{2}} = 0.83 \text{ m}$$
- Tinggi energi padat titik C = hvC+dC+hf.BC

$$= 3.94 \text{ m} + 0.31 \text{ m} + 0.83 \text{ m}$$

$$= +5.20 \text{ m dari elevasi +19.00 m}$$
- HB dari titik elevasi +19.0 m = [21.5 – 19.0] + 2.79 = 5.29 m
- HC ≈ HB asumsi tinggi air di titik B bisa diterima
- Elevasi titik D = +16.00 m
- Debit di titik D (qD)

$$= \frac{Q}{B2} = \frac{10.9 \text{ m}^3/\text{s}}{4.0 \text{ m}} = 2.72$$
- Tinggi air di D (dD)

$$= 0.231 \text{ m (asumsi)}$$
- Kecepatan aliran (VD)

$$= qD / dD = 2.72 / 0.231 = 11.79 \text{ m/s}$$
- Tinggi tekanan (hvD)

$$= VD^2 / 2g = 11.79^2 / 2(9.81) = 7.09 \text{ m}$$
- Panjang dari titik C ke D = 6.0 m
- Jari-jari hidrolik (Rd)

$$= \frac{A}{P} = \frac{0.231 \text{ m} \times 4.0 \text{ m}}{(2 \times 0.231) \text{ m} + 4.0 \text{ m}} = 0.21$$
- Kehilangan energi akibat gesekan (hf.CD)

$$= \frac{0.014^2 x \left(\frac{V_d + V_c}{2} \right)^2 x L}{\frac{R_c + R_d^{4/3}}{2}} = 0.87 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Tinggi energi padat titik D} &= h_v D + d_D + h_f \cdot CD \\ &= 6.79 \text{ m} + 0.236 \text{ m} + 0.87 \text{ m} \\ &= +8.19 \text{ m dari elevasi} \end{aligned}$$

$$HC \text{ dari elevasi} + 16.00 \text{ m} = [19.0 - 16.0] + 5.20 = 8.20 \text{ m}$$

HD \approx HC asumsi tinggi air di titik B bisa diterima

5.1.4 Perencanaan bangunan peredam energi

Bangunan peredam energi direncanakan berupa kolam olak tipe USBR. Kolam olak akan mereduksi energi aliran air sebelum dikembalikan ke sungai. Kolam olak tipe USBR sendiri terdiri dari 4 tipe. Untuk menentukan tipe kolam olak, didasarkan pada angka Froude.

$$Fr = \frac{V^2}{\sqrt{gd}}$$

$$\begin{aligned} V &= \text{kecepatan pada titik D} = 11.79 \text{ m/s} \\ D &= \text{kedalaman air pada titik D} = 0.231 \text{ m} \\ g &= \text{percepatan gravitasi} = 9.81 \text{ m/s}^2 \\ Fr &= 11.79^2 / (9.81 \times 0.231)^{0.5} \\ &= 7.83 \end{aligned}$$

Karena angka Froude > 4.5 , kecepatan aliran air < 18.0 m/s dan debit yang mengalir $< 18.5 \text{ m}^3/\text{s}$ maka kolam olak yang akan digunakan yakni kolam olak tipe III. Berikut adalah perencanaan dimensi kolam olak:

1. Tinggi luncuran air

$$\begin{aligned} d &= \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8Fr^2} - 1) dD \\ &= \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8(7.83)^2} - 1) \times 0.231 \text{ m} \\ &= 2.45 \text{ m} \end{aligned}$$

2. Panjang kolam olak

Panjang kolam olak diperoleh dari grafik hubungan antara L/D dan angka Froude. Untuk angka $Fr = 7.59$ diperoleh nilai $L/D = 2.6$. sehingga panjang kolam olak:

$$\begin{aligned}
 L &= 2.8 \times d \\
 &= 2.8 \times 2.45 \text{ m} \\
 &= 6.85 \text{ m} \approx 7.00 \text{ m}
 \end{aligned}$$

3. Perencanaan balok pemecah arus USBR tipe III

Balok muka:

$$\begin{aligned}
 \text{Lebar (yu)} &= 0.231 \sim 0.3 \text{ m} \\
 \text{Tinggi (yu)} &= 0.3 \text{ m} \\
 \text{Spasi (yu)} &= 0.3 \text{ m} \\
 \text{Jarak dengan dinding} &= 0.5 Y_u = 0.2 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Balok halang:

$$\begin{aligned}
 \text{Tinggi (n3)} &= \frac{dDx(4+Fr)}{6} = 0.456 \text{ m} \approx 0.5 \text{ m} \\
 B1(0.75 \text{ n3}) &= 0.75 \times 0.46 = 0.342 \text{ m} \approx 0.5 \text{ m} \\
 B2(0.2 \text{ n3}) &= 0.2 \times 0.46 = 0.091 \text{ m} \approx 0.1 \text{ m} \\
 B3 &= 1 : 1 \text{ tinggi} = 0.5 \text{ m} \\
 \text{Spasi (o75 n3)} &= 0.75 \times 0.46 = 0.35 \text{ m} \approx 0.5 \text{ m} \\
 \text{Jarak dengan dinding} &= 0.375 \times 0.46 = 0.17 \text{ m} \approx 0.2 \text{ m} \\
 \text{Jarak dengan blok muka} &= 0.82 \times Y_2 \\
 &= 0.82 \times 2.42 = 2.006 \text{ m} \\
 &= 2.1 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Ambang ujung:

$$\begin{aligned}
 \text{Tinggi (n)} &= \frac{dDx(18+Fr)}{18} = 0.33 \text{ m} \approx 0.4 \text{ m} \\
 \text{Lebar puncak} &= 0.2 \times 0.24 = 0.07 \text{ m} \approx 0.1 \text{ m} \\
 \text{Lebar bawah (2n)} &= 2 \times \text{tinggi} = 0.66 \text{ m} \approx 0.7 \text{ m}
 \end{aligned}$$

5.2 Analisis Stabilitas Pelimpah

Bangunan pelimpah yang telah direncanakan harus tahan terhadap gaya-gaya yang bekerja terhadap bangunan pelimpah. Bangunan pelimpah harus tahan terhadap gaya geser, guling, amble dan Kontrol tebal dinding kolam olak. Kontrol stabilitas pelimpah dilakukan terhadap dua kondisi yakni pada saat muka air banjir dan pada saat muka air normal.

Sebelum melakukan analisa stabilitas pelimpah terlebih dahulu dihitung gaya angkat akibat rembesan air dari embung.

berikut adalah data untuk menghitung gaya angkat pada bangunan pelimpah:

Elevasi muka air normal embung

Hulu = +23.00 m

Hilir = + 17.00 m

ΔH = 6.00 m

Elevasi muka air banjir embung

Hulu = +24.00 m

Hilir = + 19.15 m

ΔH = 4.85 m

Selanjutnya akan dilakukan analisis stabilitas bangunan pelimpah. Berikut adalah data teknik analisis stabilitas pelimpah embung:

γ air = 1 t/m³

γ pasangan batu = 2.20 t/m³

γ tanah = 1.867 t/m³

γ sat tanah = 2.589 t/m³

sudut geser (ϕ) = 26.278

kohesi tanah (C) = 0.69 t/m²

angka pori (e) = 0.059

$$\begin{aligned} \text{koefisien tanah aktif (Ka)} &= \tan^2 \left(45 - \frac{\theta}{2} \right) \\ &= \tan^2 \left(45 - \frac{26.278}{2} \right) \\ &= 0.386 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{koefisien tanah pasif (Kp)} &= \tan^2 \left(45 + \frac{\theta}{2} \right) \\ &= \tan^2 \left(45 + \frac{\theta}{2} \right) \\ &= 2.589 \end{aligned}$$

Gaya yang bekerja pada pelimpah terdiri dari tekanan hidrostatis air, tekanan horizontal tanah, gaya angkat air, gaya gempa dan berat pelimpah itu sendiri. gaya-gaya tersebut dihitung dengan cara sebagai berikut:

Tekanan hidrostatis air = γ air x H air

Tekanan tanah aktif = γ tanah x H tanah x Ka - 2C \sqrt{ka}

$$\begin{aligned}
 \text{Tekanan tanah pasif} &= \gamma_{\text{tanah}} \times H_{\text{tanah}} \times k_p + 2C\sqrt{k_p} \\
 \text{Berat sendiri} &= \gamma_{\text{pasangan batu}} \times A \\
 \text{Gaya uplift} &= 0.5 \times (u_1 + u_2) \times \text{jarak } u_1 u_2
 \end{aligned}$$

5.2.1 Analisis stabilitas pelimpah muka air normal tanpa beban gempa

Perhitungan gaya angkat air pada saat muka air normal bisa dilihat pada Tabel 5.2:

Tabel 5. 2 Perhitungan Gaya Angkat Muka Air Normal +23.00

Titik	Garis	Panjang Lantai				Lx ΔH		H	P (H-DH)
		LV (m)	LH (m)	1/3 H (m)	Lx (m)	ΣL t/m ²			
A					0.00	0.00	1.00	1.00	
	A-B	1.00							
B					1.00	0.17	2.00	1.83	
	B-C		0.50	0.17					
C					1.17	0.20	2.00	1.80	
	C-D	0.70							
D					1.87	0.32	1.50	1.18	
	D-E		3.80	1.27					
E					3.13	0.53	1.50	0.97	
	E-F	0.50							
F					3.63	0.61	2.00	1.39	
	F-G		0.50	0.17					
G					3.80	0.64	2.00	1.36	
	G-H	0.50							
H					4.30	0.73	1.50	0.77	
	H-I		4.80	1.60					
I					5.90	1.00	1.50	0.50	
	I-J	1.50							
J					7.40	1.25	2.50	1.25	
	J-K		1.00	0.33					
K					7.73	1.31	2.50	1.19	
	K-L	0.70							
L					8.43	1.42	2.00	0.58	
	L-M		0.50	0.17					
M					8.60	1.45	2.00	0.55	
	M-N	0.70							
N					9.30	1.57	2.50	0.93	
	N-O		0.50	0.17					

lanjutanTabel 5.2

O					9.47	1.60	2.50	0.90
	O-P	0.60						
P					10.07	1.70	2.10	0.40
	P-Q	12.82						
Q					22.89	3.86	4.56	0.70
	Q-R	7.30						
R					30.19	5.09	8.54	3.45
	R-S		4.00	1.33				
S					31.52	5.32	8.54	3.22
	S-T	3.00						
T					34.52	5.83	7.90	2.07
	T-U	0.70						
U					35.22	5.94	8.60	2.66
	U-V		1.00	0.33				
V					35.55	6.00	8.60	2.60

(Sumber: Hasil perhitungan)

Kontrol rembesan menurut Lane:

$$\frac{\Sigma Lv + \Sigma \frac{1}{3} H}{\Delta H} \geq C, \text{ dimana } C \text{ adalah koefisien rembesan lane.}$$

$$\Sigma Lv = 30.02 \text{ m}$$

$$\Sigma LH = 16.60 \text{ m}$$

$$\Sigma Lv + 1/3 \Sigma LH = 35.55 \text{ m}$$

Karena jenis tanah dasar merupakan tanah lempung keras, maka koefisien rembesan lane = 1.6

- Kontrol rembesan saat muka air normal:

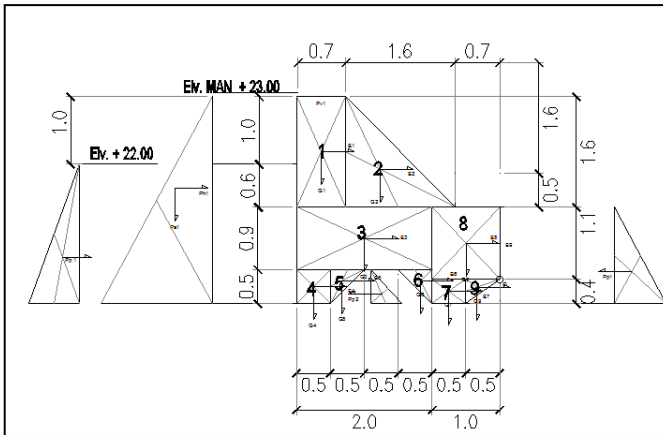
$$\text{Eleavasi air hulu embung} = +23.00 \text{ m}$$

$$\text{Elevasi air hilir embung} = +17.00 \text{ m}$$

$$\Delta H = 6.00 \text{ m}$$

$$\frac{35.55}{6.00} = 5.94 > 1.6 \text{ (OK)}$$

Perhitungan gaya-gaya yang bekerja pada pelimpah bisa dilihat pada Tabel 5.3. sedangkan ilustrasi diagram gaya yang bekerja pada pelimpah bisa dilihat pada Gambar 5.3



Gambar 5. 3 Ilustrasi Pembagian Gaya Pada Pelimpah

Tabel 5. 3 Perhitungan Gaya Gempa yang Bekerja Pada Pelimpah

Bagian	Uraian Perhitungan Gaya									Besar Gaya	L	Momen
	Gaya Horizontal									(Ton)	(m)	(t.m)
	Δ/\square		b		h		γ		K			
Pah1	0.50	x	2.90	x	2.90	x	1.00	x	0.39	1.62	0.97	1.57
Pah2	0.50	x	2.00	x	2.00	x	2.61	x	0.39	1.24	0.67	0.83
							$\Sigma H_a =$			2.87	MH_a =	2.40
Pp1	0.50	x	1.50	x	1.50	x	1.87	x	2.59	5.44	0.30	2.72
							$\Sigma H_p =$			5.44	MH_p =	2.72
Bagian	Gaya Vertikal Berat Sendiri											
G1	1.00	x	0.70	x	1.60	x	2.20			2.46	2.65	6.53
G2	0.50	x	1.60	x	1.60	x	2.20			2.82	1.77	4.97
G3	1.00	x	2.00	x	0.90	x	2.20			1.76	2.00	7.92
G4	1.00	x	0.50	x	0.50	x	2.20			0.55	2.75	1.51
G5	0.50	x	0.50	x	0.50	x	2.20			0.28	2.33	0.64
G6	0.50	x	0.50	x	0.50	x	2.20			0.28	1.17	0.32
G7	0.50	x	0.50	x	0.40	x	2.20			0.22	0.75	0.17
G8	0.50	x	1.00	x	1.00	x	2.20			1.10	0.50	0.55
G9	1.00	x	0.50	x	0.40	x	2.20			0.44	0.33	0.15
							$\Sigma V =$			12.10	MV =	22.76
	Gaya Vertikal Uplift											

Lanjutan Tabel 5.3

JK	1	x	1	x	1.19			1.19	2.5	2.99
JK	0.5	x	1	x	0.06			0.03	2.333	0.07
KL	1	x	0.5	x	0.58			0.29	1.75	0.50
KL	0.5	x	0.5	x	0.62			0.15	1.667	0.26
LM	1	x	0.5	x	0.55			0.27	2.75	0.75
LM	0.5	x	0.5	x	0.03			0.01	2	0.01
MN	1	x	0.5	x	0.55			0.27	2.75	0.75
MN	0.5	x	0.5	x	0.38			0.10	0.667	0.06
NO	1	x	0.5	x	0.90			0.45	2.75	1.24
NO	0.5	x	0.5	x	0.03			0.01	0.167	0.00
OP	1	x	0.5	x	0.40			0.20	2.75	0.55
OP	0.5	x	0.5	x	0.50			0.13	0.167	0.02
							$\Sigma V =$	3.10	MV =	7.22

(Sumber: Hasil perhitungan)

Resultante gaya:

$$\Sigma V = 12.10 \text{ t} - 3.1 \text{ t} = 5.75 \text{ t}$$

$$\Sigma H = 5.44 \text{ t} - 2.87 \text{ t} = 2.57 \text{ t}$$

$$\Sigma MV = 22.76 \text{ t.m} - 7.22 \text{ t.m} = 15.54 \text{ t.m}$$

$$\Sigma MH = 2.72 \text{ t.m} - 2.40 \text{ t.m} = 0.32 \text{ t.m}$$

$$M \text{ guling (Mo)} = 7.22 \text{ t.m} + 2.4 \text{ t.m} = 9.62 \text{ t.m}$$

$$M \text{ tahanan} = 22.76 \text{ t.m} + 2.72 \text{ t.m} = 25.48 \text{ t.m}$$

Titik pusat gaya (dari titik O):

$$V = MH / \Sigma H = 0.12 \text{ m}$$

$$H = MV / \Sigma V = 1.73 \text{ m}$$

Eksentrisitas (e):

$$\begin{aligned}
 e &= B/2 - Mo/\Sigma V < B/6 \\
 &= 3.0 \text{ m}/2 - 9.62 \text{ t.m}/5.75 \text{ t.m} < 3.0 \text{ m}/6 \\
 &= 0.43 < 0.5 \text{ m} \quad (\text{OK})
 \end{aligned}$$

Kontrol Guling

$$SF = \frac{M \text{ tahanan}}{M \text{ guling}} > 1.3$$

$$SF = 25.48 \text{ t/m} / 9.62 \text{ t.m} > 1.3$$

$$SF = 2.65 > 1.3 \quad (\text{OK})$$

Kontrol terhadap gaya geser:

$$\begin{aligned} SF &= \frac{(Tan \phi \cdot \Sigma V + c \cdot B + \Sigma Hp)}{\Sigma Ha} > 1.3 \\ &= \frac{(Tan 26.278^\circ \times (9.00) + 0.69 \times 3 + 5.44)}{2.87} > 1.3 \\ &= 4.70 > 1.3 \quad (\text{OK}) \end{aligned}$$

Kontrol daya dukung tanah

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{Rv}{L} + \left(1 \pm \frac{6e}{L}\right) > \sigma \text{ ijin} \\ \sigma \text{ max} &= \frac{Rv}{L} + \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{9.00}{3} + \left(1 + \frac{6 \times 0.43}{3}\right) = 5.59 \text{ t/m}^2 \\ \sigma \text{ min} &= \frac{Rv}{L} + \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = \frac{9.00}{3} + \left(1 - \frac{6 \times 0.43}{3}\right) = 0.41 \text{ t/m}^2 \\ \sigma \text{ ijin} &= 0.5 \times \gamma \cdot N_\gamma \cdot B + c \cdot N_c + \gamma \cdot D_f \cdot N_q \\ &= 0.5 \times 1.867 \times 1.01 \times 3 + 0.69 \times 10.31 + 1.867 \times 1.5 \times 6.01 \\ &= 26.76 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

$$\sigma \text{ max} < \sigma \text{ ijin} \quad (\text{OK})$$

$$\sigma \text{ min} < \sigma \text{ ijin} \quad (\text{OK})$$

Tebal minimum kolam olak

$$\begin{aligned} dx &\geq 1.5 \frac{(Px - Wx)}{\gamma} \\ dx &\geq 1.5 \frac{(2.04 \text{ t/m}^2 - 0)}{2.2 \text{ t/m}^3} \end{aligned}$$

$$dx \geq 1.39 \text{ m}$$

$$dx = 1.40 \text{ m}$$

5.2.2 Analisis stabilitas bangunan pelimpah muka air normal dengan beban gempa

Perhitungan gaya-gaya yang bekerja pada pelimpah bisa dilihat pada Tabel 5.3 namun dengan tambahan gaya horizontal pada pelimpah akibat gempa. Perhitungan gaya horizontal akibat beban gempa bisa dilihat pada Tabel 5.4

Tabel 5. 4 Perhitungan Gaya yang Bekerja Pada Pelimpah

Bagian	Gaya Vertikal Berat Sendiri									R	L	M
E1	1.00	x	0.70	x	1.60	x	2.20	x	0.10	0.25	2.65	0.65
E2	0.50	x	1.60	x	1.60	x	2.20	x	0.10	0.28	1.77	0.50
E3	1.00	x	2.00	x	0.90	x	2.20	x	0.10	0.40	2.00	0.79
E4	1.00	x	0.50	x	0.50	x	2.20	x	0.10	0.06	2.75	0.15
E5	0.50	x	0.50	x	0.50	x	2.20	x	0.10	0.03	2.33	0.06
E6	0.50	x	0.50	x	0.50	x	2.20	x	0.10	0.03	1.17	0.03
E7	0.50	x	0.50	x	0.40	x	2.20	x	0.10	0.02	0.75	0.02
E8	0.50	x	1.00	x	1.00	x	2.20	x	0.10	0.11	0.50	0.06
E9	1.00	x	0.50	x	0.40	x	2.20	x	0.10	0.04	0.33	0.01
							$\Sigma V =$			1.21	MV	2.28

(Sumber: Hasil perhitungan)

Tabel 5. 5 Rekapitulasi gaya yang terjadi pada pelimpah

No	Uraian	Gaya	Gaya	Momen	Momen
		Vertikal	Horisontal	Tahan	Guling
1	Akibat Berat Sendiri	9.08		17.95	
2	Akibat Gempa		1.21		2.28
3	Tekanan Tanah pasif		5.44	2.72	
4	Tekanan aktif		2.87		2.40
5	Tekanan Uplift	3.10			7.22

(Sumber: Hasil perhitungan)

Resultante gaya:

$$\Sigma V = 9.08 \text{ t} - 3.1 \text{ t} = 5.97 \text{ t}$$

$$\Sigma H = 5.44 \text{ t} - 1.2 \text{ t} - 2.87 = 1.36 \text{ t}$$

$$\Sigma MV = 17.95 \text{ t.m} - 7.22 \text{ t.m} = 10.73 \text{ t.m}$$

$$\Sigma MH = 2.28 \text{ t.m} + 2.40 \text{ t.m} - 2.71 \text{ t.m} = 1.96 \text{ t.m}$$

$$M \text{ guling (Mo)} = 7.22 \text{ t.m} + 2.28 \text{ t.m} + 2.40 \text{ t.m} = 11.89 \text{ t.m}$$

$$M \text{ tahanan} = 17.95 \text{ t.m} + 2.72 \text{ t.m} = 20.67 \text{ t.m}$$

Titik pusat gaya (dari titik O):

$$V = MH / \Sigma H = 1.44 \text{ m}$$

$$H = MV / \Sigma V = 1.80 \text{ m}$$

Eksentrisitas (e):

$$\begin{aligned}
 e &= B/2 - M_o/\Sigma V < B/3 \\
 &= 3.0 \text{ m}/2 - 11.89 \text{ t.m}/5.97 \text{ t.m} < 3.0 \text{ m}/3 \\
 &= -0.49 < 1.00 \text{ m} \quad (\text{OK})
 \end{aligned}$$

Kontrol Guling

$$SF = \frac{M_{\text{tahanan}}}{M_{\text{guling}}} > 1.1$$

$$SF = 20.67 \text{ t.m} / 11.89 \text{ t.m}$$

$$SF = 1.74 > 1.1 \quad (\text{OK})$$

Kontrol terhadap gaya geser:

$$\begin{aligned}
 SF &= \frac{(Tan \phi \cdot \Sigma V + C \cdot B + \Sigma H p)}{\Sigma H a} > 1.1 \\
 &= \frac{(Tan 26.278^\circ \times (5.97) + 0.69 \times 3 + 5.44)}{2.87} > 1.1 \\
 &= 2.56 > 1.1 \quad (\text{OK})
 \end{aligned}$$

Kontrol daya dukung tanah

$$\sigma = \frac{Rv}{L} + \left(1 \pm \frac{6e}{L}\right) > \sigma_{\text{ijin}}$$

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{Rv}{L} + \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{5.97}{3} + \left(1 + \frac{6 \times -0.49}{3}\right) = 0.04 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\text{min}} = \frac{Rv}{L} + \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = \frac{5.97}{3} + \left(1 - \frac{6 \times -0.49}{3}\right) = 3.95 \text{ t/m}^2$$

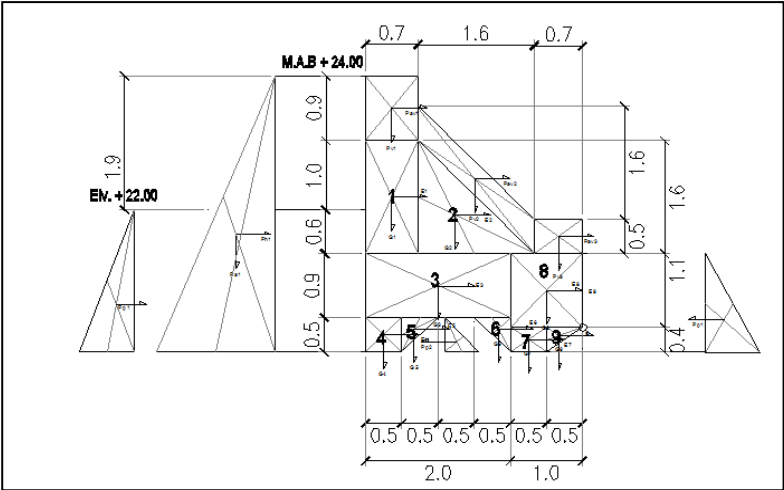
$$\begin{aligned}
 \sigma_{\text{ijin}} &= 0.5 \times \gamma \cdot N \gamma \cdot B + c \cdot N_c + \gamma \cdot D_f \cdot N_q \\
 &= 0.5 \times 1.867 \times 1.01 \times 3 + 0.69 \times 10.31 + 1.867 \times 1.5 \times 6.01 \\
 &= 26.76 \text{ t/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\sigma_{\text{max}} < \sigma_{\text{ijin}} \quad (\text{OK})$$

$$\sigma_{\text{min}} < \sigma_{\text{ijin}} \quad (\text{OK})$$

5.2.3 Analisis stabilitas bangunan pelimpah muka air banjir +24.00 tanpa gaya gempa

Perhitungan gaya *uplift* yang bekerja pada pelimpah dapat dilihat pada Tabel 5.6 dan Tabel 5.7. Sedangkan ilustrasi diagram gaya yang bekerja pada pelimpah bisa dilihat pada Gambar 5.4



Gambar 5. 4 Ilustrasi Pembagian Gaya Pada Pelimpah Muka Air Banjir

Tabel 5. 6 Perhitungan Gaya Angkat Pada Saat Muka Air Banjir

Titik	Garis	Panjang Lantai				Lx ΔH	H	P
		LV	LH	1/3 H	Lx	ΣL		(H-DH)
		(m)	(m)	(m)	(m)	t/m ²	t/m ²	t/m ²
A					0.00	0.00	2.00	2.00
	A-B	1.00						
B					1.00	0.14	3.00	2.86
	B-C	0.00	0.50	0.17				
C					1.17	0.16	3.00	2.84
	C-D	0.70						
D					1.87	0.26	2.50	2.24
	D-E	0.00	3.80	1.27				
E					3.13	0.43	2.50	2.07
	E-F	0.50						
F					3.63	0.50	3.00	2.50
	F-G	0.00	0.50	0.17				
G					3.80	0.53	3.00	2.47

Lanjutan Tabel 5.7

	G-H	0.50						
H					4.30	0.59	2.50	1.91
	H-I	0.00	4.80	1.60				
I					5.90	0.82	2.50	1.68
	I-J	1.00						
J					6.90	0.95	3.50	2.55
	J-K	0.00	1.00	0.33				
K					7.23	1.00	3.50	2.50
	K-L	0.70						
L					7.93	1.10	3.00	1.90
	L-M	0.00	0.50	0.17				
M					8.10	1.12	3.00	1.88
	M-N	0.70						
N					8.80	1.22	3.50	2.28
	N-O	0.00	0.50	0.17				
O					8.97	1.24	3.50	2.26
	O-P	0.60						
P					9.57	1.32	3.10	1.78
	P-Q	12.82						
Q					22.39	3.10	5.56	2.46
	Q-R	7.30						
R					29.69	4.11	9.54	5.43
	R-S	0.00	4.00	1.33				
S					31.02	4.29	9.54	5.25
	S-T	3.00						
T					34.02	4.71	8.90	4.19
	T-U	0.70						
U					34.72	4.80	9.60	4.80
	U-V	0.00	1.00	0.33				
V					35.05	4.85	9.60	4.75

(Sumber: Hasil perhitungan)

$$\frac{\Sigma Lv + \Sigma \frac{1}{3}H}{\Delta H} \geq C, \text{ dimana } C \text{ adalah koefisien rembesan lane.}$$

$$\Sigma Lv = 30.02 \text{ m}$$

$$\Sigma LH = 16.60 \text{ m}$$

Lanjutan Tabel 5.7

JK	1	x	2.45	x	1			2.45	2.5	6.11
JK	0.5	x	0.05	x	1			0.02	2.333	0.05
KL	1	x	1.85	x	0.5			0.92	1.75	1.62
KL	0.5	x	0.60	x	0.5			0.15	1.667	0.25
LM	1	x	1.83	x	0.5			0.91	2.75	2.51
LM	0.5	x	0.02	x	0.5			0.01	2	0.01
MN	1	x	1.83	x	0.5			0.91	2.75	2.51
MN	0.5	x	0.40	x	0.5			0.10	0.667	0.07
NO	1	x	2.21	x	0.5			1.10	2.75	3.04
NO	0.5	x	0.02	x	0.5			0.01	0.167	0.00
OP	1	x	1.73	x	0.5			0.86	2.75	2.37
OP	0.5	x	0.48	x	0.5			0.12	0.167	0.02
							$\Sigma V =$	7.57	$MV =$	18.57

(Sumber: Hasil perhitungan)

Resultante gaya:

$$\Sigma V = 25.73 \text{ t} - 7.57 \text{ t} = 6.51 \text{ t}$$

$$\Sigma H = 6.04 \text{ t} - 2.87 \text{ t} = 3.18 \text{ t}$$

$$\Sigma MV = 25.73 \text{ t.m} - 18.57 \text{ t.m} = 7.16 \text{ t.m}$$

$$\Sigma MH = 2.82 \text{ t.m} - 2.4 \text{ t.m} = 0.42 \text{ t.m}$$

$$M \text{ guling (Mo)} = 18.57 \text{ t.m} + 2.82 = 20.97 \text{ t.m}$$

$$M \text{ tahanan} = 25.73 \text{ t.m} + 2.81 \text{ t.m} = 28.55 \text{ t.m}$$

Titik pusat gaya (dari titik O):

$$V = MH / \Sigma H = 0.84 \text{ m}$$

$$H = MV / \Sigma V = 1.83 \text{ m}$$

Eksentrisitas (e):

$$\begin{aligned}
 e &= B/2 - Mo/\Sigma V < B/6 \\
 &= 3.0 \text{ m}/2 - 20.82 \text{ t.m}/6.68 \text{ t.m} < 3.0 \text{ m}/6 \\
 &= -1.72 < 0.5 \text{ m} \quad (\text{OK})
 \end{aligned}$$

Kontrol Guling

$$SF = \frac{M \text{ tahanan}}{M \text{ guling}} > 1.3$$

$$SF = 28.55 \text{ t/m} / 20.97 \text{ t.m}$$

$$SF = 1.36 > 1.3 \quad (\text{OK})$$

Kontrol terhadap gaya geser:

Gaya angkat dibawah bangunan pelimpah

$$\begin{aligned} SF &= \frac{(Tan \phi \cdot \Sigma V + C \cdot B + \Sigma Hp)}{\Sigma Ha} > 1.3 \\ &= \frac{(Tan 26.278 \times (6.51) + 0.69 \times 3 + 6.04)}{2.87} > 1.3 \\ &= 4.90 > 1.3 \quad (\text{OK}) \end{aligned}$$

Kontrol daya dukung tanah

$$\sigma = \frac{Rv}{L} + \left(1 \pm \frac{6e}{L}\right) > \sigma \text{ ijin}$$

$$\sigma \text{ max} = \frac{Rv}{L} + \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{6.51}{3} + \left(1 + \frac{6 \times -1.72}{3}\right) = -5.30 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma \text{ min} = \frac{Rv}{L} + \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = \frac{6.51}{3} + \left(1 - \frac{6 \times -1.72}{3}\right) = 9.64 \text{ t/m}^2$$

$$\begin{aligned} \sigma \text{ ijin} &= 0.5 \times \gamma \cdot N\gamma \cdot B + c \cdot Nc + \gamma \cdot Df \cdot Nq \\ &= 0.5 \times 1.867 \times 1.01 \times 3 + 0.69 \times 10.31 + 1.867 \times 1.5 \times 6.01 \\ &= 26.76 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

$$\sigma \text{ max} < \sigma \text{ ijin} \quad (\text{OK})$$

$$\sigma \text{ min} < \sigma \text{ ijin} \quad (\text{OK})$$

Tebal minimum kolam olak

$$dx \geq 1.25 \frac{(Px - Wx)}{\gamma}$$

$$dx \geq 1.5 \frac{(4.17 - 1.0)}{2.2 \text{ t/m}^3}$$

$$dx \geq 1.80 \text{ m}$$

$$dx = 1.80 \text{ m}$$

5.2.4 Analisis stabilitas bangunan pelimpah muka air banjir dengan beban gempa

Perhitungan gaya-gaya yang bekerja pada pelimpah bisa dilihat pada Tabel 5.7 namun dengan tambahan gaya horizontal

pada pelimpah akibat gempa. Perhitungan gaya horizontal akibat beban gempa bisa dilihat pada Tabel 5.8

Tabel 5. 8 Perhitungan Gaya yang Bekerja Pada Pelimpah

Bagian	Gaya Vertikal Berat Sendiri									gaya	lengan	momen
E1	1.00	x	0.70	x	1.60	x	2.20	x	0.10	0.25	2.65	0.65
E2	0.50	x	1.60	x	1.60	x	2.20	x	0.10	0.28	1.77	0.50
E3	1.00	x	2.00	x	0.90	x	2.20	x	0.10	0.40	2.00	0.79
E4	1.00	x	0.50	x	0.50	x	2.20	x	0.10	0.06	2.75	0.15
E5	0.50	x	0.50	x	0.50	x	2.20	x	0.10	0.03	2.33	0.06
E6	0.50	x	0.50	x	0.50	x	2.20	x	0.10	0.03	1.17	0.03
E7	0.50	x	0.50	x	0.40	x	2.20	x	0.10	0.02	0.75	0.02
E8	0.50	x	1.00	x	1.10	x	2.20	x	0.10	0.11	0.50	0.06
E9	1.00	x	0.50	x	0.40	x	2.20	x	0.10	0.04	0.33	0.01
Pav1	1.00	x	0.70	x	0.90	x	1.00	x	0.10	0.06	2.95	1.00
Pav2	0.50	x	0.90	x	1.60	x	1.00	x	0.10	0.07	2.20	0.50
Pav3	1.00	x	0.70	x	0.90	x	1.00	x	0.10	0.06	1.35	1.00
							ΣV =			1.41	MV =	2.71

(Sumber: Hasil perhitungan)

Tabel 5. 9 Rekapitulasi gaya yang terjadi pada pelimpah

No	Uraian	Gaya	Gaya	Momen	Momen
		Vertikal	Horisontal	Tahan	Guling
1	Akibat Berat Sendiri	14.08		25.73	
2	Akibat Gempa		1.41		2.71
3	Tekanan Tanah pasif		6.65	2.82	
4	tekanan aktif		2.87		2.40
5	Tekanan Uplift	7.57			18.57

(Sumber: Hasil perhitungan)

Resultante gaya:

$$\Sigma V = 14.08 \text{ t} - 7.51 \text{ t} = 6.51 \text{ t}$$

$$\Sigma H = 6.65 \text{ t} - 2.87 \text{ t} - 1.42 \text{ t} = 2.37 \text{ t}$$

$$\Sigma MV = 25.73 \text{ t.m} - 18.57 \text{ t.m} = 7.16 \text{ t.m}$$

$$\Sigma MH = 2.28 \text{ t.m} - 2.4 \text{ t.m} - 2.71 \text{ t.m} = 2.28 \text{ t.m}$$

$$M \text{ guling (Mo)} = 18.57 \text{ t.m} + 2.40 \text{ t.m} + 2.71 \text{ t.m} = 23.67 \text{ t.m}$$

$$M \text{ tahanan} = 25.73 \text{ t.m} + 2.82 \text{ t.m} = 28.55 \text{ t.m}$$

Titik pusat gaya (dari titik O):

$$V = MH / \Sigma H = 0.96 \text{ m}$$

$$H = MV / \Sigma V = 1.10 \text{ m}$$

Eksentrisitas (e):

$$\begin{aligned} e &= B/2 - Mo/\Sigma V < B/6 \\ &= 3.0 \text{ m}/2 - 23.52 \text{ t.m}/6.57 \text{ t.m} < 3.0 \text{ m}/6 \\ &= -2.14 < 0.5 \text{ m} \quad (\text{OK}) \end{aligned}$$

Kontrol Guling

$$SF = \frac{M \text{ tahanan}}{M \text{ guling}} > 1.1$$

$$SF = 28.55 \text{ t.m} / 23.67 \text{ t.m}$$

$$SF = 1.21 > 1.1 \quad (\text{OK})$$

Kontrol terhadap gaya geser:

Gaya angkat dibawah bangunan pelimpah

$$\begin{aligned} SF &= \frac{(Tan \phi \cdot \Sigma V + C \cdot B + \Sigma Hp)}{\Sigma Ha} > 1.1 \\ &= \frac{(Tan 26.278^\circ \times (6.51) + 0.69 \times 3 + 6.04)}{4.29} > 1.1 \\ &= 2.79 > 1.1 \quad (\text{OK}) \end{aligned}$$

Kontrol daya dukung tanah

$$\sigma = \frac{Rv}{L} + \left(1 \pm \frac{6e}{L}\right) > \sigma \text{ ijin}$$

$$\sigma \text{ max} = \frac{Rv}{L} + \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{6.51}{3} + \left(1 + \frac{6 \times -2.14}{3}\right) = -7.10 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma \text{ min} = \frac{Rv}{L} + \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = \frac{6.51}{3} + \left(1 - \frac{6 \times -2.14}{3}\right) = 13.29 \text{ t/m}^2$$

$$\begin{aligned} \sigma \text{ ijin} &= 0.5 \times \gamma \cdot N \gamma \cdot B + c \cdot Nc + \gamma \cdot Df \cdot Nq \\ &= 0.5 \times 1.867 \times 1.01 \times 3 + 0.69 \times 10.31 + 1.867 \times 1.5 \times 6.01 \\ &= 26.76 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

$$\sigma \text{ max} < \sigma \text{ ijin} \quad (\text{OK})$$

$$\sigma \text{ min} < \sigma \text{ ijin} \quad (\text{OK})$$

5.3 Perencanaan Tubuh Embung

Berikut adalah perencanaan dimensi tubuh embung:

Elevasi crest	= + 25.00 m
Elevasi MAB	= + 23.86 m
Elevasi base	= +15.00 m
Tinggi jagaan	= 25.00 – 23.86 = 1.14 m
Tinggi timbunan	= 25.00 - +15.00 = 10 m
Kemiringan hulu	= 1:25
Kemiringan hilir	= 1:2
Lebar mercu embung	= $3.6 H^{0.3} - 3.0$ = 3.6 (10) ^{0.3} – 3.0 = 4.76 m
Lebar meru rencana	= 6.0 m

Pembagian zona timbunan tubuh embung dan data komposisi material timbunan bisa dilihat pada Tabel 5.

Tabel 5. 10 Data Tanah Timbunan dan Tanah Dasar

zona	γ (kN/m ³)	Cu (Kpa)	ϕ (°)
Rip rap	22	0	25.6
Random	17.46	0	36.35
Inti	18.67	0.71	26.28
Tanah dasar (BH 02)			
0-6 m	14	20	0
6-9 m	18	50	0

(Sumber: Hasil Tes Tanah)

5.4 Analisis Garis Depresi

Analisis garis depresi bertujuan untuk mendapatkan garis depresi aliran air pada tubuh embung yang berasal dari tampungan embung. Formasi garis depresi dihitung dalam dua kondisi yakni pada saat melalui zona inti dan pada saat melalui zona sembarangan (*random*).

- Garis depresi saat muka air banjir (+23.86 m)

Zona inti

Elevasi muka air = +23.86 m

Elevasi dasar embung = +15.00 m

Tinggi air = 8.86 m

Kemiringan inti (m) = 0.25

L drainase tumit = 1.5 m

L1 (m x h) = 2.215 m

Lebar dasar (B) = 9.0 m

L2 (B-L1) = 6.785 m

d (L2+0.3L1) = 7.45 m

nilai y pada saat x=0 = $\sqrt{d^2 + h^2} - d = 4.13\text{m}$

persamaan garis depresi $y = \sqrt{2y_0x} + y_0^2$

zona random:

asumsi nilai koefisien filtrasi pada zona random $k_2 = 20 \text{ k1}$ dan dengan anggapan debit aliran filtrasi konstan. Maka,

$Q = k_1 \cdot y_0 \cdot L = k_2 \cdot h \cdot L$

$h = (k_1/k_2) \cdot y_0$

$h = (1/20) \cdot y_0 = 0.21 \text{ m}$

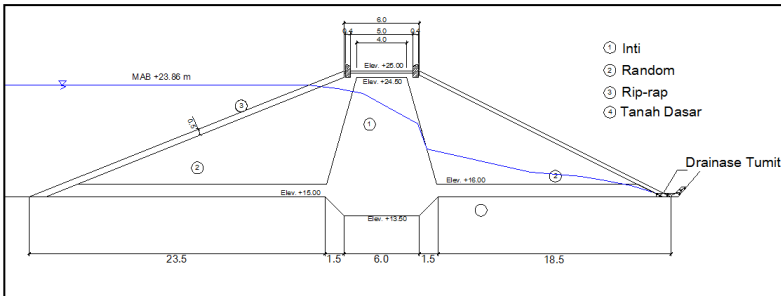
dimana h adalah tinggi muka air diujung embung

persamaan garis depresi pada zona random $y = \sqrt{2hx} + h^2$

Tabel 5. 11 Koordinat Hasil Perhitungan Persamaan Garis Depresi Elevasi Air +23.86. m

X	49.5	47.5	45.5	41.5	33.5	Zona random
Y	15.2	15.9	16.3	16.8	17.6	
X	32.5	30.5	28.5	26.5	25.5	Zona inti
Y	19.13	20.8	22.1	23.2	23.6	

(Sumber: Hasil perhitungan)



Gambar 5. 5 Garis Depresi Aliran Air Pada Elevasi +23.86 m

- Garis depresi saat $\frac{1}{2}$ muka air banjir

Zona inti:

Elevasi muka air = +19.43 m

Elevasi dasar embung = +15.00 m

Tinggi air = 4.43 m

L drainase tumit = 1.5 m

Kemiringan hulu (m) = 0.25

L1 (m x h) = 1.108 m

Lebar dasar (B) = 9.0 m

L2 (B-L1) = 7.893 m

d (L2+0.3L1) = 8.225 m

nilai y pada saat x=0 = $\sqrt{d^2 + h^2} - d = 1.12$ m

persamaan garis depresi $y = \sqrt{2y_0x} + y_0^2$

zona random:

$h = (k_1/k_2) \cdot y_0$

$h = (1/20) \cdot y_0 = 0.06$ m

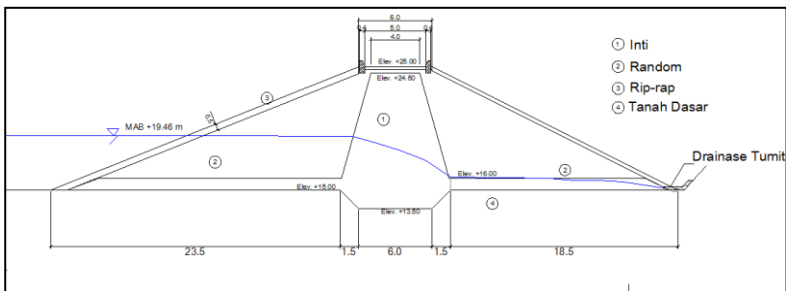
dimana h adalah tinggi muka air diujung embung

persamaan garis depresi pada zona random $y = \sqrt{2hx} + h^2$

Tabel 5. 12 Koordinat Hasil Perhitungan Persamaan Garis Depresi Elevasi Air +19.43 m

X	49.5	45.5	43.5	41.5	39.5	Zona random
Y	15.1	15.7	15.8	15.9	16.1	
X	32.5	30.5	28.5	26.5	24.5	Zona inti
Y	16.1	17.4	18.2	18.8	19.4	

(Sumber: Hasil perhitungan)



Gambar 5. 6 Garis Depresi Aliran Air Pada Elevasi +19.43 m

5.5 Analisis Stabilitas Tubuh Embung

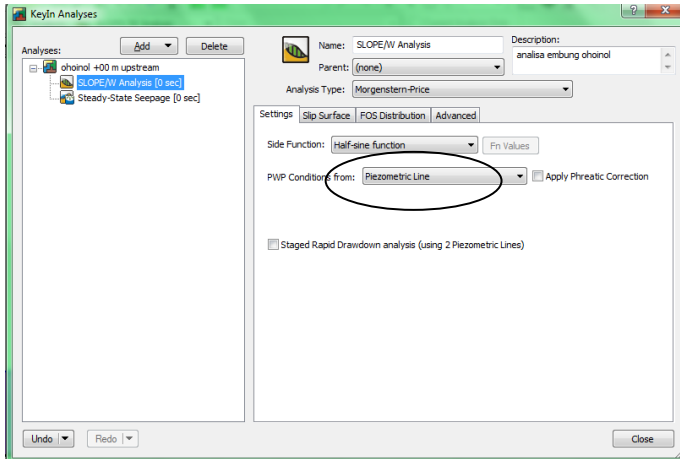
Stabilitas embung di analisis dengan tanpa beban gempa dan dengan beban gempa dan pada beberapa kondisi yakni:

1. Pada saat akhir pelaksanaan saat embung masih kosong pada bagian hulu dan hilir
2. Pada saat muka air banjir pada bagian hulu dan hilir
3. Pada saat muka air rendah pada bagian hulu dan hilir
4. Pada saat kondisi penurunan cepat (rapid drawdown) pada bagian hulu.

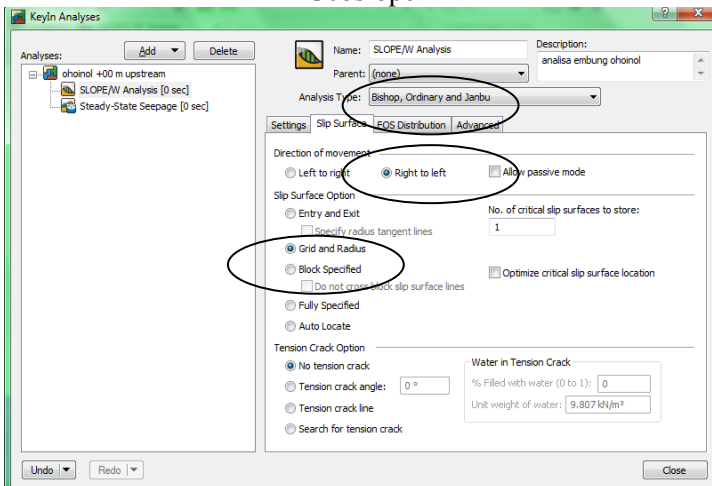
Analisis stabilitas tubuh embung akan dilakukan dengan menggunakan program bantu geoslope 2007. Berikut adalah langkah-langkah analisa stabilitas dengan menggunakan program bantu Geoslope.

1. Membuat file baru dan mengatur tipe analisis yang akan dilakukan pada kotak dialog *KeyIn analyses*. Pada analisis kali

ini akan digunakan metode Bishop, tipe slip surface *grid* and *radius* dan dengan kondisi tekanan air pori *piezometric line*.



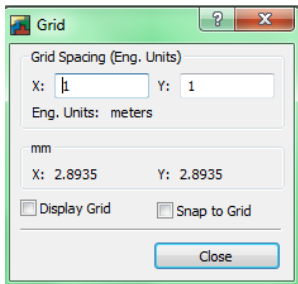
a. Dialog Pengaturan Analisis Stabilitas Pada Slope/W Geoslope



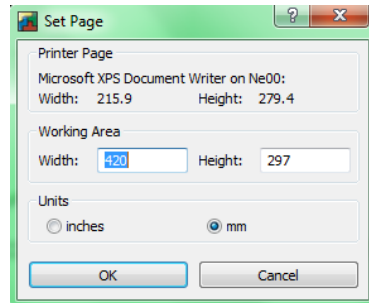
b. Pengaturan *Slip Surface*

Gambar 5. 7 Kotak Dialog KeyIn Analyses

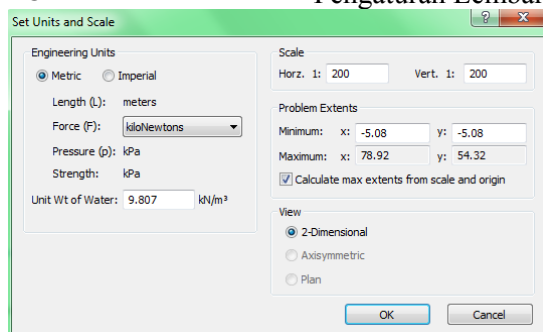
2. Mengatur ukuran kertas, grid, dan satuan yang akan digunakan serta menampilkan garis axis elevasi dan jarak. Pengaturan ini terdapat pada menu *Set*



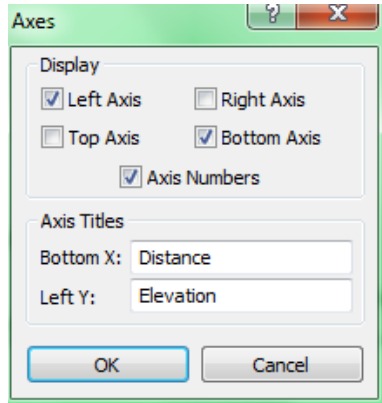
a. Tampilan Dialog Pengaturan Grid



b. Tampilan Dialog Pengaturan Lembar Kerja



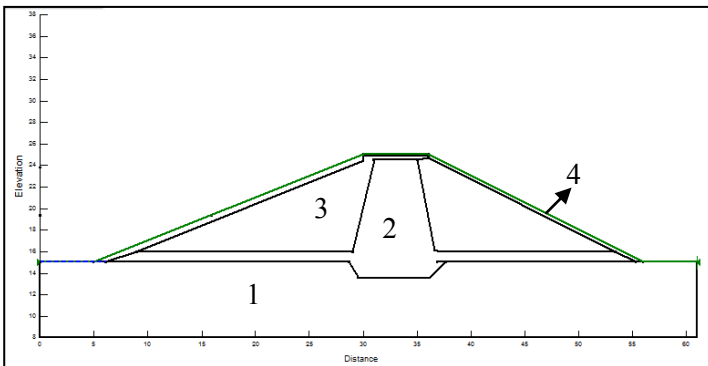
c. Tampilan Dialog Pengaturan Unit Dan Skala



a. Tampilan Dialog Pengaturan Axis

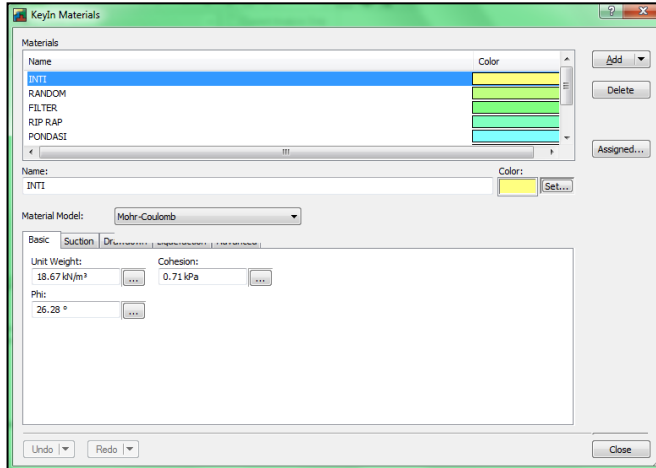
Gambar 5. 8 Pengaturan Lembar Kerja Pada Menu *Set*

3. Menggambar tubuh embung sesuai dimensi rencana. Gambar bisa dimulai dengan menginputkan koordinat gambar melalui menu – *Draw* kemudia *Point*.
4. Mengggambar region sesuai dengan zona yang sudah direncanakan. Zona 1 adalah tanah dasar, zona 2 adalah inti embung, zona 3 adalah random, zona 4 adalah rip-rap. Dibagian hilir embung terdapat drainase kaki namun pada analisis ini tidak digambarkan.



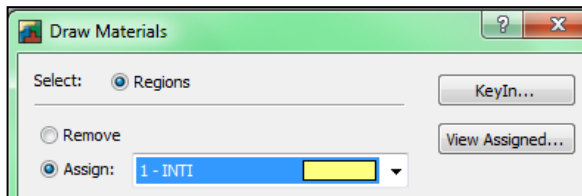
Gambar 5. 9 Gambar Embung Dan Pembagian Zona

5. Memasukkan data material tanah yang akan digunakan – *keyIn-material- add- mohr colomb.*

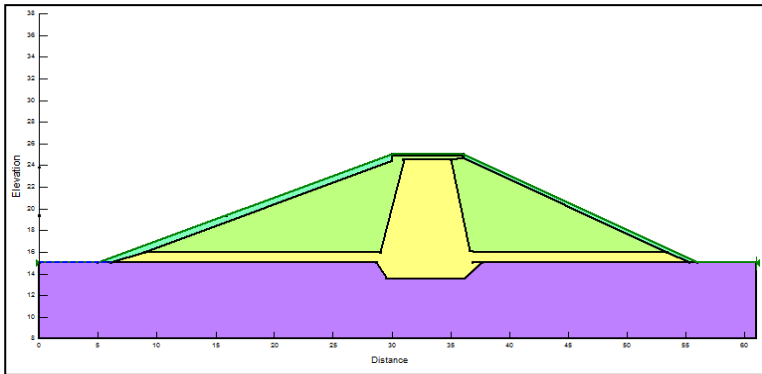


Gambar 5. 10 Kotak Dialog *Keyin Material*

6. Mendefinisikan material pada disetiap zona dengan cara – *draw-material- pilih material-drag and drop* sesuai zona material

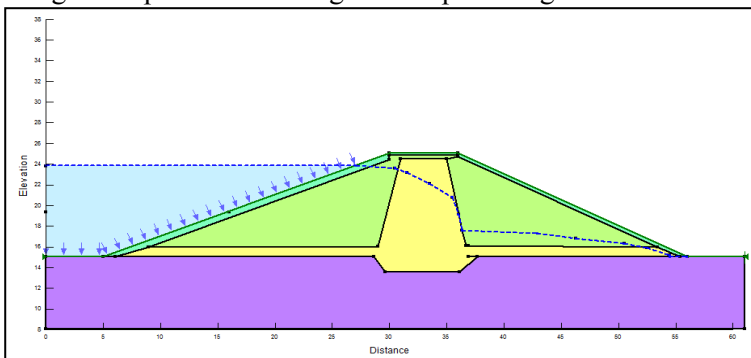


Gambar 5. 11 Kotak Dialog Untuk Mendefinisikan Material Pada Embung



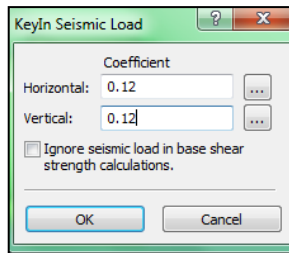
Gambar 5. 12 Bendung yang Telah Terdefiniskan Materialnya

7. Menggambar *peizometric line* sesuai dengan tinggi muka air dan garis depresi sesuai dengan hasil perhitungan.



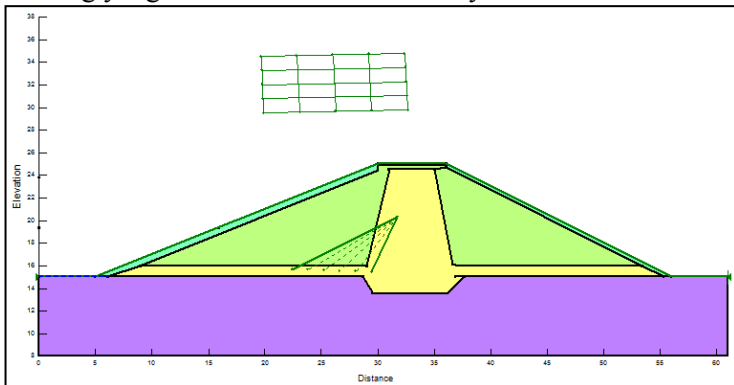
Gambar 5. 13 Contoh Penggambaran Garis Muka Air dan Garis Depresi

8. Untuk analisa dengan gempa, beban gempa di input pada menu KeyIn-Seismic load. Beban gempa sebesar 0.12



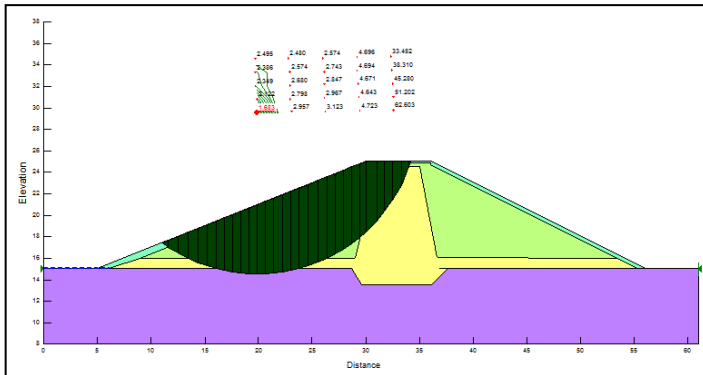
Gambar 5. 14 Kotak Dialog Untuk Memasukkan Beban Gempa

9. Menggambar *radius dan grid* untuk menentukan bagian tubuh embung yang akan dianalisis stabilitasnya.



Gambar 5. 15 Contoh Posisi Grid dan Radius Pada Analisa Saat Setelah Selesai Konstruksi

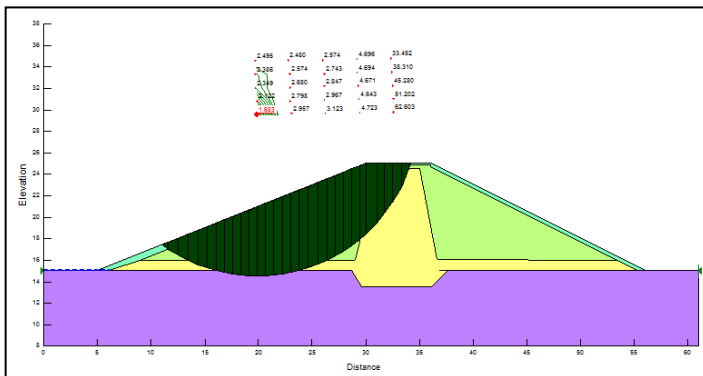
10. Menganalisis stabilitas melalui menu – *Tools – Solve Analyses* dan melihat hasil faktor keamanan. Bidang longsor hasil analisis dilihat melalui menu- *Window – Contour*. Contoh hasil analisis stabilitas dapat dilihat pada Gambar 5.13.



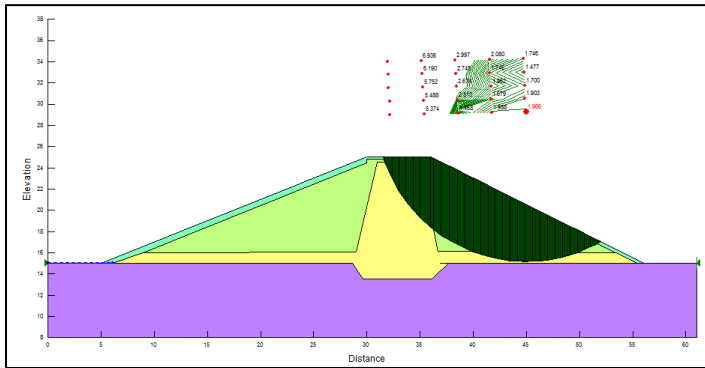
Gambar 5. 16 Hasil Analisis Bidang Longsor Bagian Hulu Saat Embung Kosong

Dengan cara yang sama dilakukan analisis stabilitas lereng pada berbagai kondisi. Berikut adalah hasil dari analisis kelongsoran dari berbagai kondisi analisis dengan menggunakan program bantu geoslope:

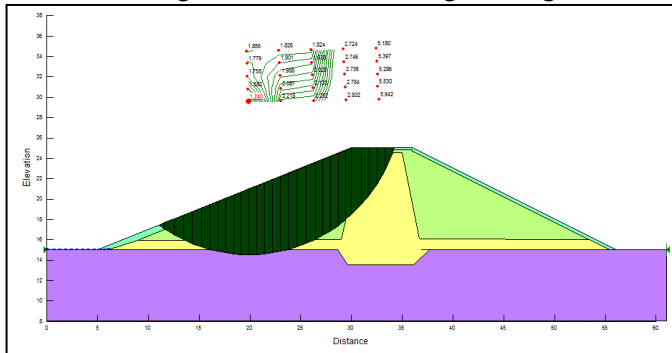
1. Pada saat setelah konstruksi (embung kosong). Tinggi muka air tampungan embung 0.0 m.



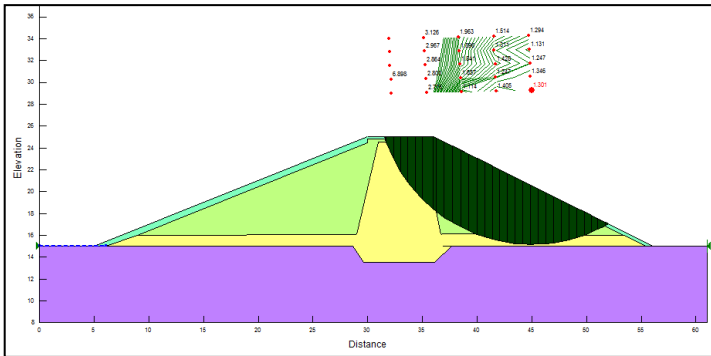
Gambar 5. 17 Bagian Hulu Saat Embung Kosong SF 1.683



Gambar 5. 18 Bagian Hulu Saat Embung Kosong SF 1.966

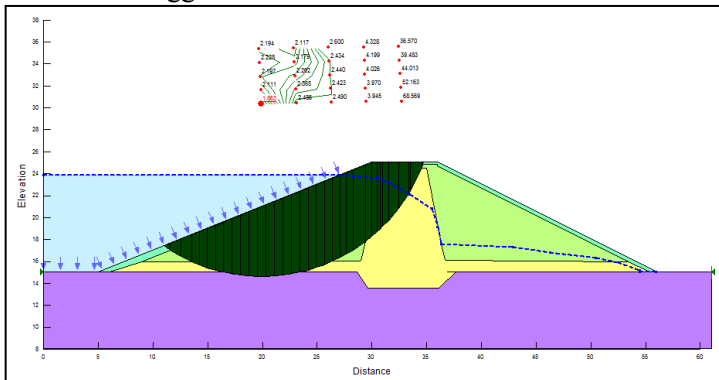


Gambar 5. 19 Bagian Hulu Saat Embung Kosong dengan Beban Gempa SF 1.24

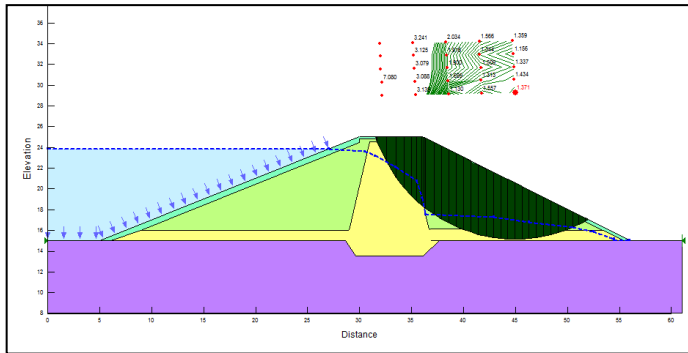


Gambar 5. 20 Bagian Hilir Saat Embung Kosong dengan Beban Gempa SF 1.301

2. Pada saat muka air banjir. Elevasi muka air berada pada +23.86 dan tinggi air 8.86 m

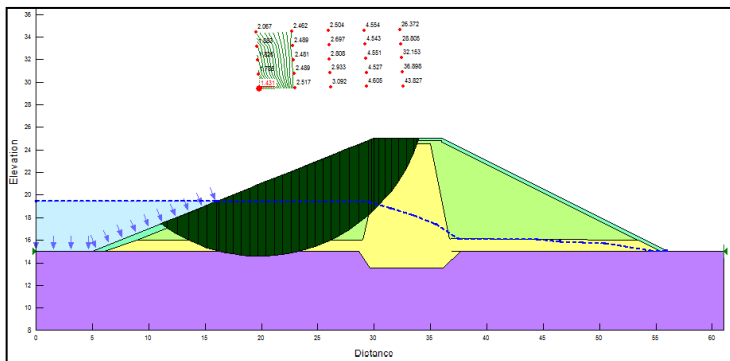


Gambar 5. 21 Bagian Hulu Saat Elev. +23.86 m SF 1.863

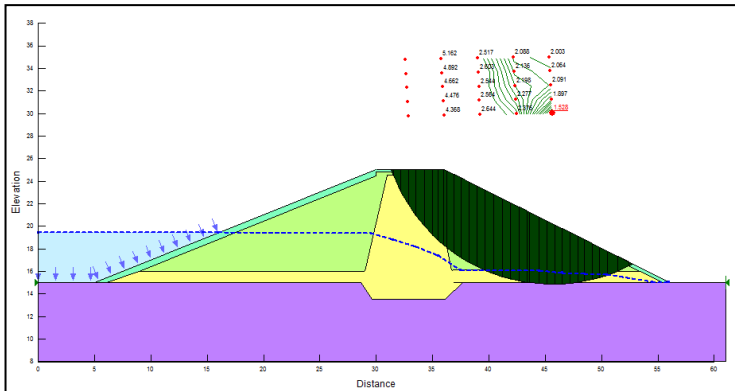


Gambar 5. 24Bagian Hilir Saat Elev.+23.86 m dengan Beban Gempa SF 1.371

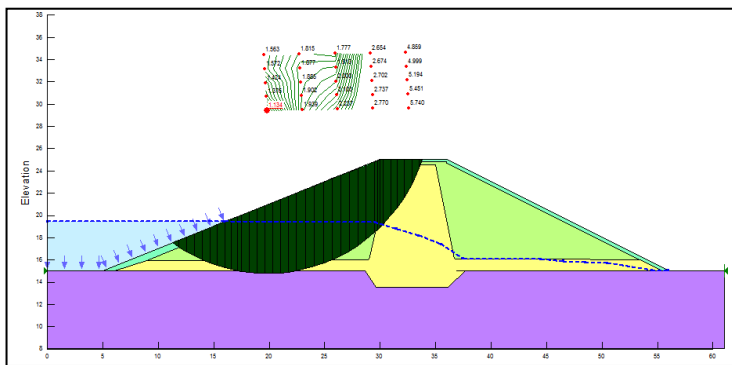
3. Pada saat $\frac{1}{2}$ muka air banjir. Elevasi muka air berada pada +19.43 m



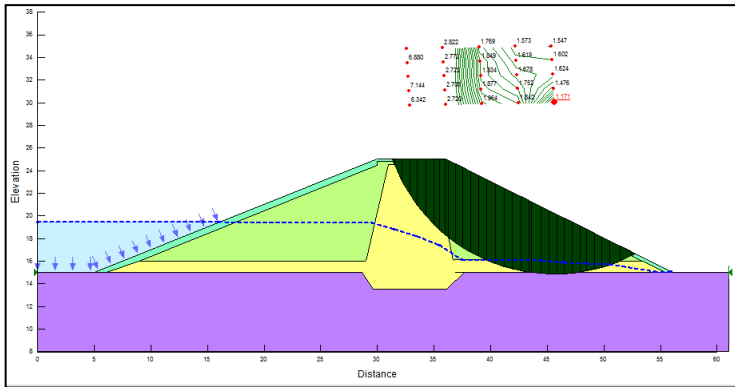
Gambar 5. 25 Bagian Hulu Saat Elev. +19.43 m SF 1.431



Gambar 5. 26 Bagian Hilir Saat Elev. +19.43 m SF 1.528

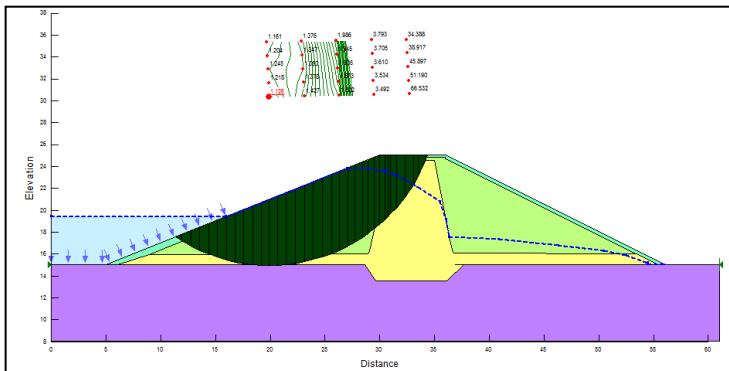


Gambar 5. 27 Bagian Hulu Saat Elev. +19.43 m dengan Beban Gempa SF 1.134

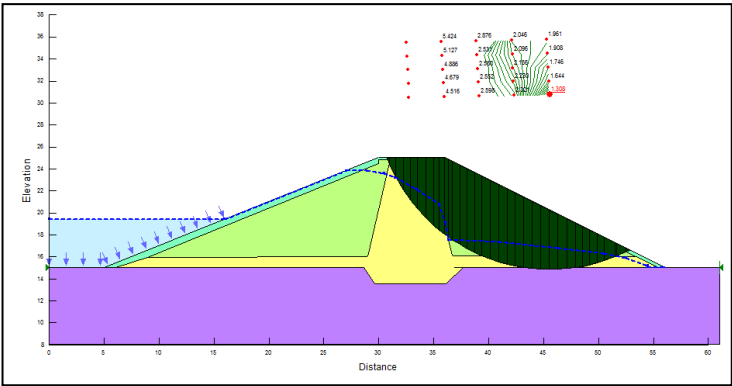


Gambar 5. 28 Bagian Hilir Saat Elev. +19.43 m dengan Beban Gempa SF 1.171

4. Pada saat penurunan tiba-tiba. Analisis penurunan tiba-tiba atau *rapid drawdown* (RDD) dilakukan dari muka air banjir sampai elevasi +19.43 m



Gambar 5. 29 Penurunan Tiba-tiba Bagian Hulu SF 1.126



Gambar 5. 30 Penurunan Tiba-tiba Bagian Hilir SF 1.308

Setelah melakukan semua analisis dengan kondisi yang telah disebutkan. Rekapitulasi hasil faktor keamanan yang diperoleh dari hasil analisis dapat dilihat pada Tabel 5.13

Tabel 5. 13 Hasil Analisis Keamanan Konstruksi Tubuh Embung

kondisi	Tanpa beban gempa			
	hulu	hilir	SF rencana	keterangan
Embung kosong	1.683	1.966	1.3	OK
Muka air banjir	1.863	1.734	1.3	OK
½ muka air banjir	1.431	1.528	1.3	OK
Rapid drawdown	1.126	1.308	1.1	OK
kondisi	Dengan beban gempa			
	hulu	hilir	SF rencana	keterangan
Embung kosong	1.240	1.301	1.1	OK
Muka air banjir	1.134	1.371	1.1	OK
½ muka air banjir	1.134	1.171	1.1	OK

(Sumber: Hasil perhitungan)

Halaman ini sengaja dikosongkan

BAB VI

KESIMPULAN

1. Berdasarkan analisa perhitungan debit andalan ketersediaan air embung ohoinol dengan menggunakan metode FJ Mock diperoleh besar debit andalan rata-rata untuk debit andalan 90% adalah $0.003 \text{ m}^3/\text{detik}$ dan untuk debit andalan 50% adalah $0.015 \text{ m}^3/\text{detik}$. Sedangkan berdasarkan lengkung kapasitas, embung ohoinol memiliki kapasitas tampungan mati $12,317.19 \text{ m}^3$ dan tampungan efektif $69,797.40 \text{ m}^3$.
2. Kebutuhan air baku desa ohoinol sebagai berikut:
Air domestik : $30,990 \text{ l/hari}$,
non domestik : $6,260 \text{ l/hari}$,
kehilangan (30%) : $11,170 \text{ l/hari}$
total : $48,425 \text{ l/hari}$ atau $0.0006 \text{ m}^3/\text{detik}$
Untuk kebutuhan irigasi setiap bulan dapat dilihat pada Tabel 6.1

Tabel 6. 1 Rekap Kebutuhan Air Untuk Irigasi

Bulan	I	II
Januari	0.00	0.00
Pebruari	0.00	0.00
Maret	0.00	0.00
April	0.00	0.00
Mei	0.00	0.06
Juni	0.07	0.00
Juli	1.07	0.00
Agustus	1.28	0.00
September	0.88	0.95
Oktober	1.23	0.00
Nopember	1.03	0.00
Deseber	0.00	0.00

3. Berdasarkan analisa keseimbangan air, kebutuhan air baku domestik desa ohoinol dengan menggunakan debit andalan

90% dapat terpenuhi dengan tingkat pelayanan 64%. Sedangkan jika menggunakan debit andalan 50% dapat memenuhi kebutuhan air baku domestik dengan tingkat pelayanan 100%, kebutuhan air non domestik dan kebutuhan air irigasi untuk luas sawah sebesar 3 Ha.

4. Analisis hidrologi menggunakan distribusi Pearson Tipe III. Untuk debit banjir dengan periode ulang 100 tahun diperoleh besaran nilai 10.9 m³/detik dengan menggunakan metode Nakayasu.
5. Berdasarkan hasil analisa perhitungan perencanaan dan analisa stabilitas bangunan embung didapatkan :
 - a. Dimensi tubuh embung:

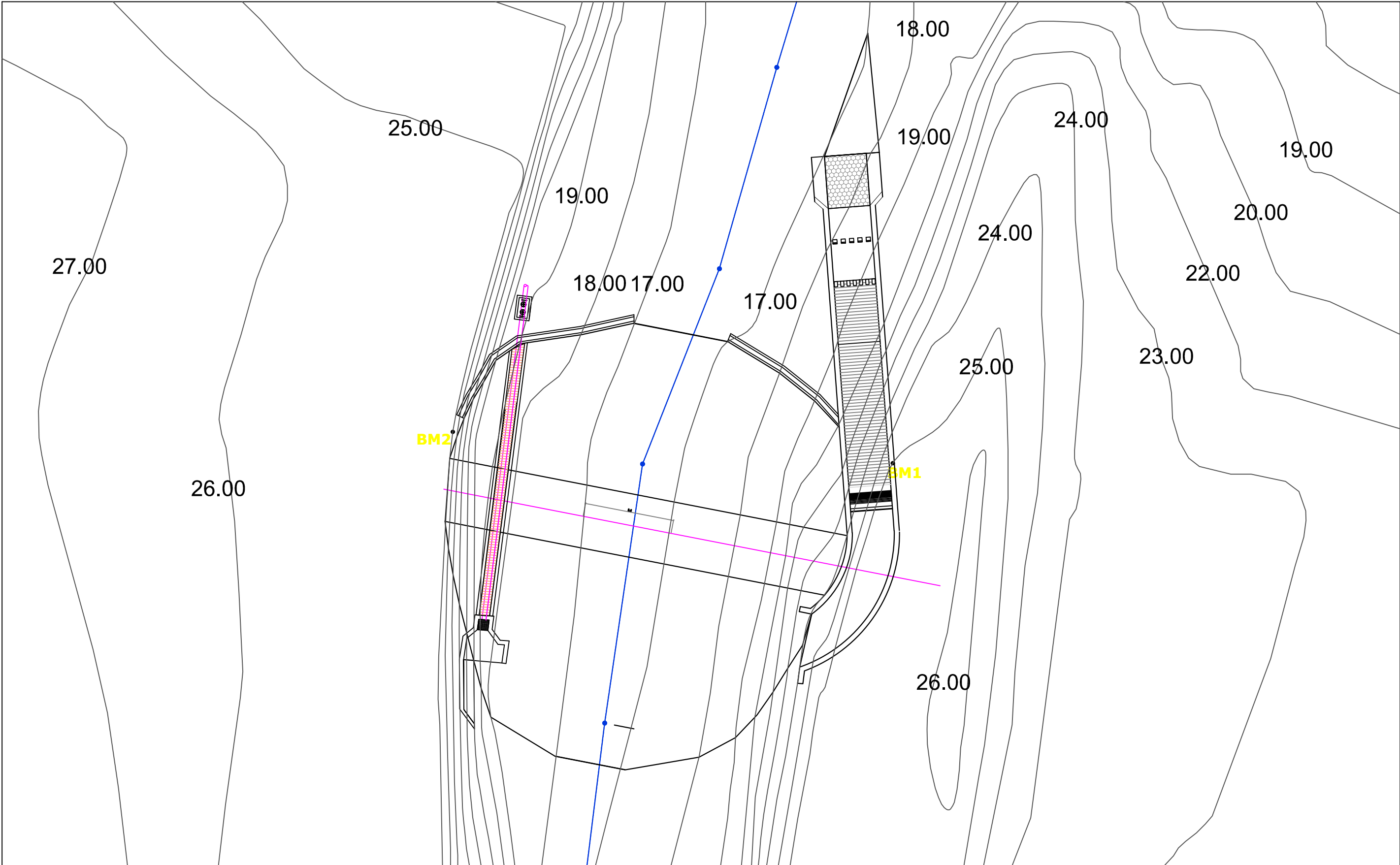
Tipe	= tipe urugan
Tinggi	= 10.0 m
Lebar mercu	= 6.0 m
Lebar dasar	= 51.0 m
Elevasi mercu	= +25.00 m
Elevasi dasar	= +15.00 m
Kemiringan hulu	= 2.5
Kemiringan hilir	= 2.0
 - b. Dimensi pelimpah dan pelengkap

Tipe mercu	= Mercu tipe ogee
Lebar pelimpah	= 4.0 m
Tinggi pelimpah	= 1.0 m
Panjang saluran transisi	= 13.7 m
Panjang saluran peluncur	= 6.0 m
Lebar saluran peluncur	= 4.0 m
Elevasi mercu pelimpah	= +23.00 m
Elevasi dasar pelimpah	= +22.00 m
Panjang kolam olak	= 7.0 m
Tipe kolam olak	= USBR Tipe III

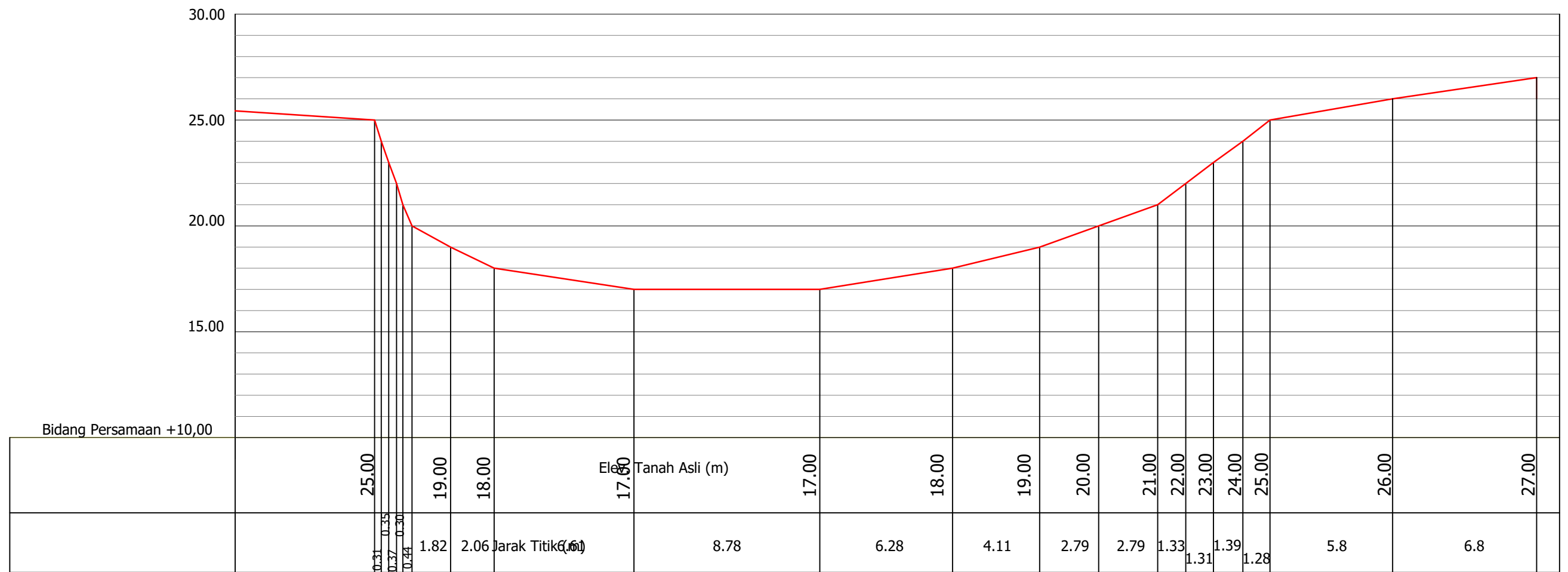
DAFTAR PUSTAKA

- Badan Pusat Statistik Kabupaten Maluku Tenggara.2015. **Maluku Tenggara Dalam Angka 2015**. Maluku Tenggara: BPS
- Firma Angel Consulting Engineering. 2016. **SID Pengembangan Waduk Kecil/Embung Serba Guna Untuk Konservasi SDA dan Ketahanan Air Kab.Maluku Tenggara**.
- Lasminto, Umboro .,Mochammad Sholeh.2001 . **Buku Ajar Hidrologi**. Surabaya: Jurusan Teknik Sipil FTSP-ITS
- Listrik dan Pemanfaatan Energi, Dirjen. 2009. Pedoman Studi Kelayakan Hidrologi. Jakarta: ESDM
- Pekerjaan Umum, Departemen. 1986. **Kriteria Perencanaan 01-Perencanaan Jaringan Irigasi**. PU.
- Pekerjaan Umum, Departemen. 1986. **Kriteria Perencanaan 02-Bangunan Utama**. PU.
- Perkerjaan Umum, Departemen. 1996. **Analisis Kebutuhan Air Bersih**. PU
- Pekerjaan Umum, Departemen. 1999. **Panduan Perencanaan Bendungan Urugan Vol 3**.PU
- Pratomo, M igbal S,dkk. 2014. **Analisis Hidrograf Aliran Daerah Aliran Sungai Keduang dengan Beberapa Metode Hidrograf Satuan Sintesis**. Matriks Teknik Sipil, September 2014, 360. Tersedia: <http://matriks.sipil.ft.uns.ac.id/index.php/MaTekSi/article/viewFile/223/216>
- Soemarto, C.D. 1999. **Hidrologi Teknik Edisi ke-2**. Jakarta: Erlangga.
- Soewarno. 1995. **Hidrologi Aplikasi Metode Statistik untuk Analisis Data jilid 1**. Bandung:Nova.
- Sosrodarsono,Suyono.,Kensaku Takeda. 2002. **Bendungan Type Urugan**. Jakarta:PT Pradnya Paramita
- Sri Harto Br. 1993. **Analisis Hidrologi**. Jakarta: PT Gramedia Pustaka

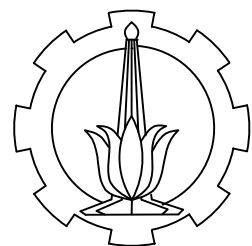
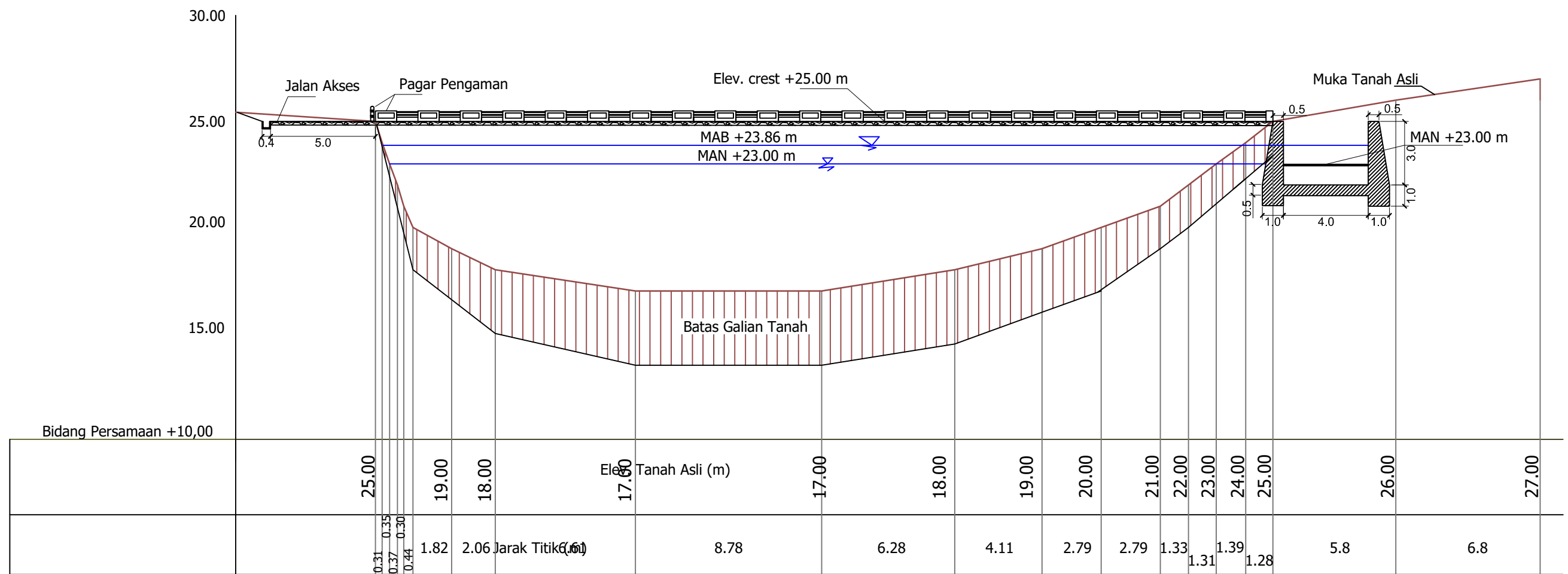
Halaman ini sengaja dikosongkan



	JURUSAN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA 2017	NAMA GAMBAR	SKALA	DOSEN	MAHASISWA	NO LEMBAR
		Denah Bangunan Embung	1:500	Dr.techn. Umboro Lasminto,ST., MSc Dr. Ir .Edijatno	Zakiyatun Nafisah 3113100019	149



	JURUSAN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA 2017	NAMA GAMBAR	SKALA	DOSEN	MAHASISWA	NO LEMBAR
		Penampang Melintang Sungai	1:300	Dr.techn. Umboro Lasminto,ST., MSc Dr. Ir .Edijatno	Zakiyatun Nafisah 3113100019	150



JURUSAN TEKNIK SIPIL

FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN
PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER

SURABAYA 2017

NAMA GAMBAR

Potongan
Memanjang
Tubuh Embung

SKALA

1:300

DOSEN

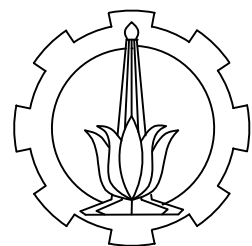
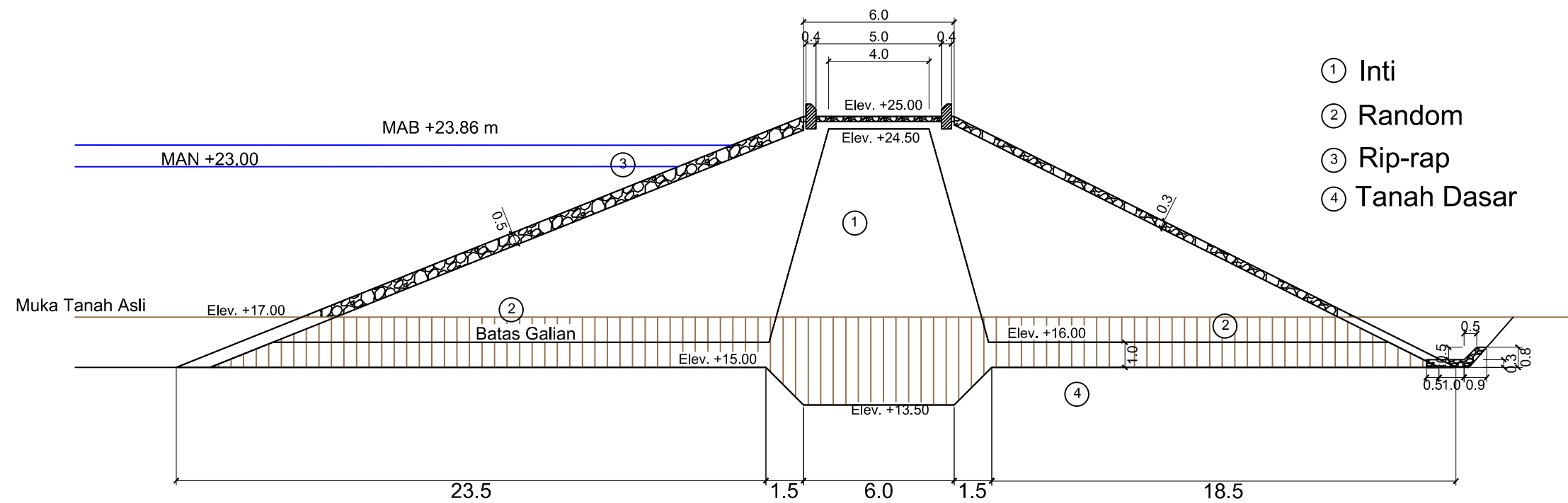
Dr.techn. Umboro
Lasminto,ST., MSc
Dr. Ir .Edijatno

MAHASISWA

Zakiyatun
Nafisah
3113100019

**NO
LEMBAR**

151



JURUSAN TEKNIK SIPIL

FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN
PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER

SURABAYA 2017

NAMA GAMBAR

Potongan
Melintang Tubuh
Embung

SKALA

1:300

DOSEN

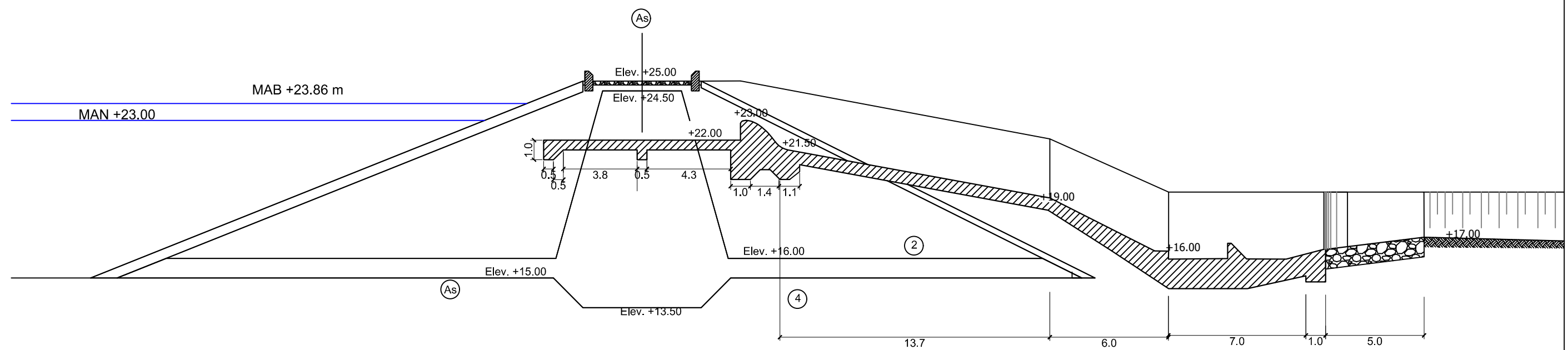
Dr.techn. Umboro
Lasminto,ST., MSc
Dr. Ir .Edijatno

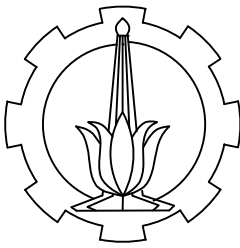
MAHASISWA

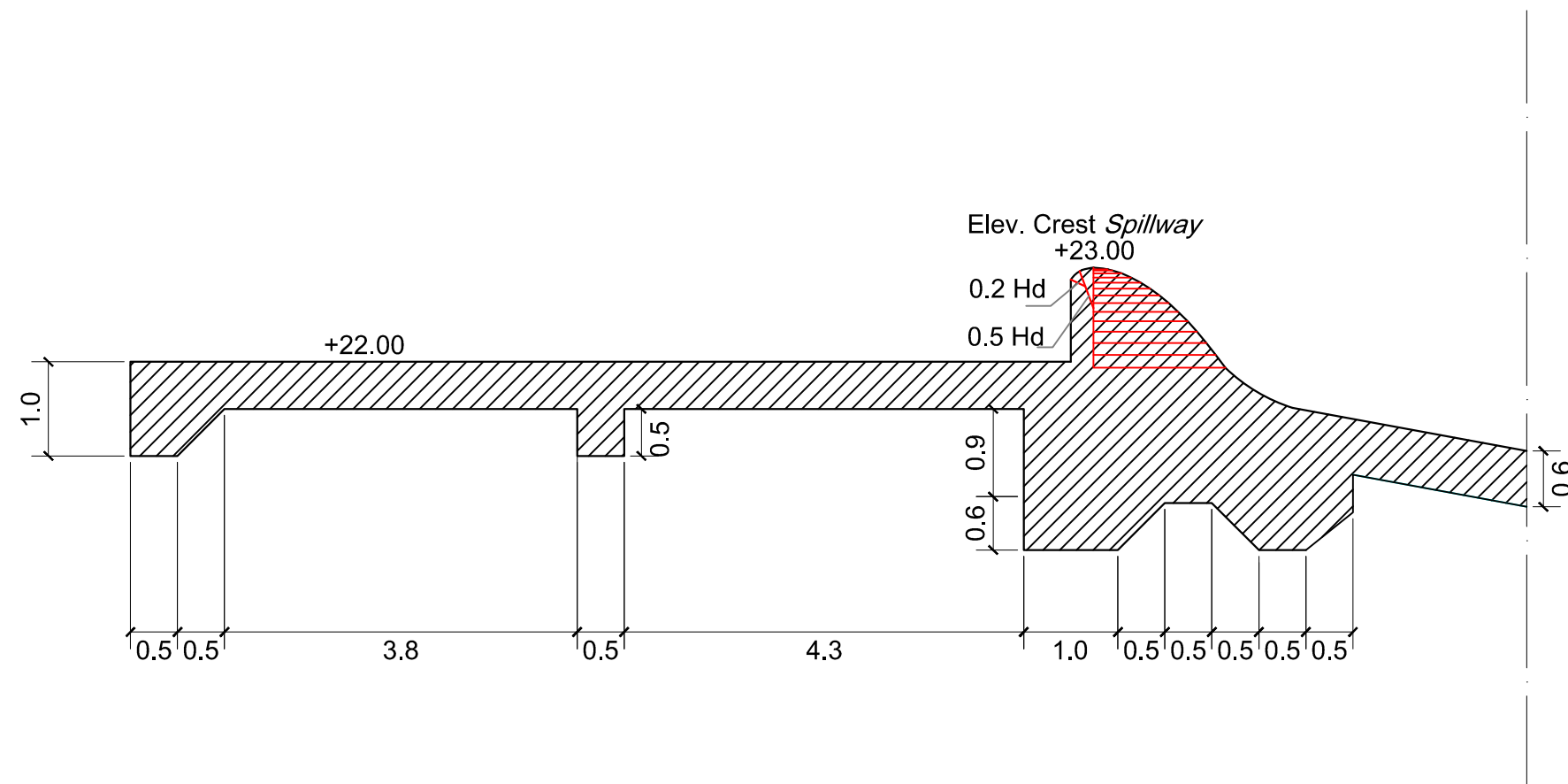
Zakiyatun
Nafisah
3113100019

**NO
LEMBAR**

152

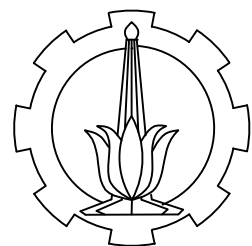


 <p>JURUSAN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA 2017</p>	NAMA GAMBAR	SKALA	DOSEN	MAHASISWA	NO LEMBAR
	Potongan memanjang Bangunan Pelimpah	1:300	Dr.techn. Umboro Lasminto,ST., MSc Dr. Ir .Edijatno	Zakiyatun Nafisah 3113100019	153



Lengkung Harol :

X	Y	Elevasi
0.0	0	23.00
0.1	0.008	22.992
0.2	0.029	22.971
0.3	0.061	22.939
0.4	0.105	22.895
0.5	0.158	22.842
0.6	0.222	22.778
0.7	0.295	22.705
0.8	0.377	22.623
0.9	0.469	22.531
1.0	0.570	22.430
1.1	0.680	22.320
1.2	0.799	22.201
1.3	0.926	22.074
1.4	1.062	21.938



JURUSAN TEKNIK SIPIL

FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN
PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER

SURABAYA 2017

NAMA GAMBAR

Detail *Spillway*

SKALA

1:100

DOSEN

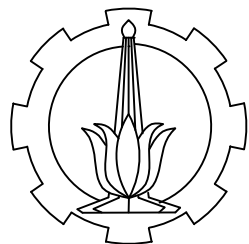
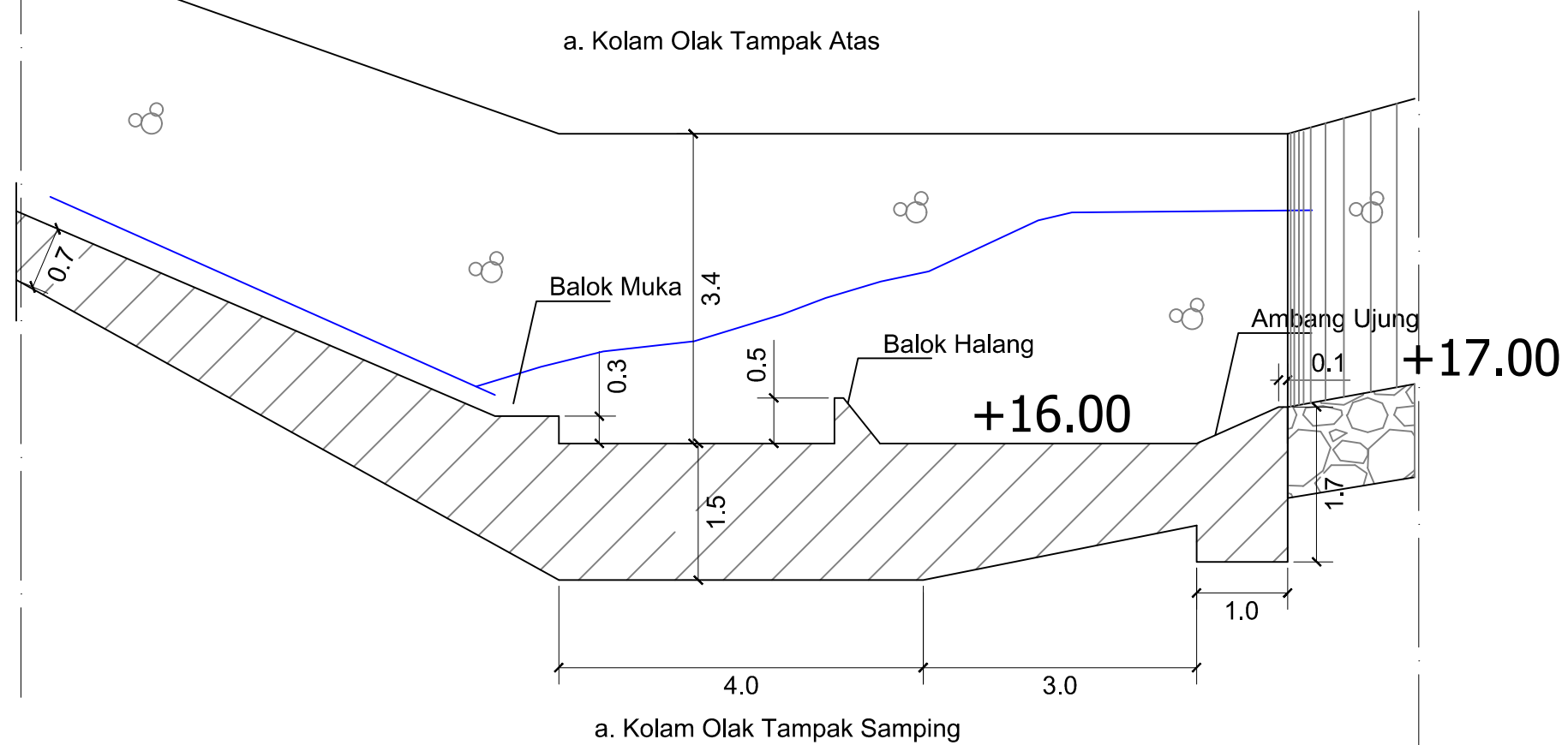
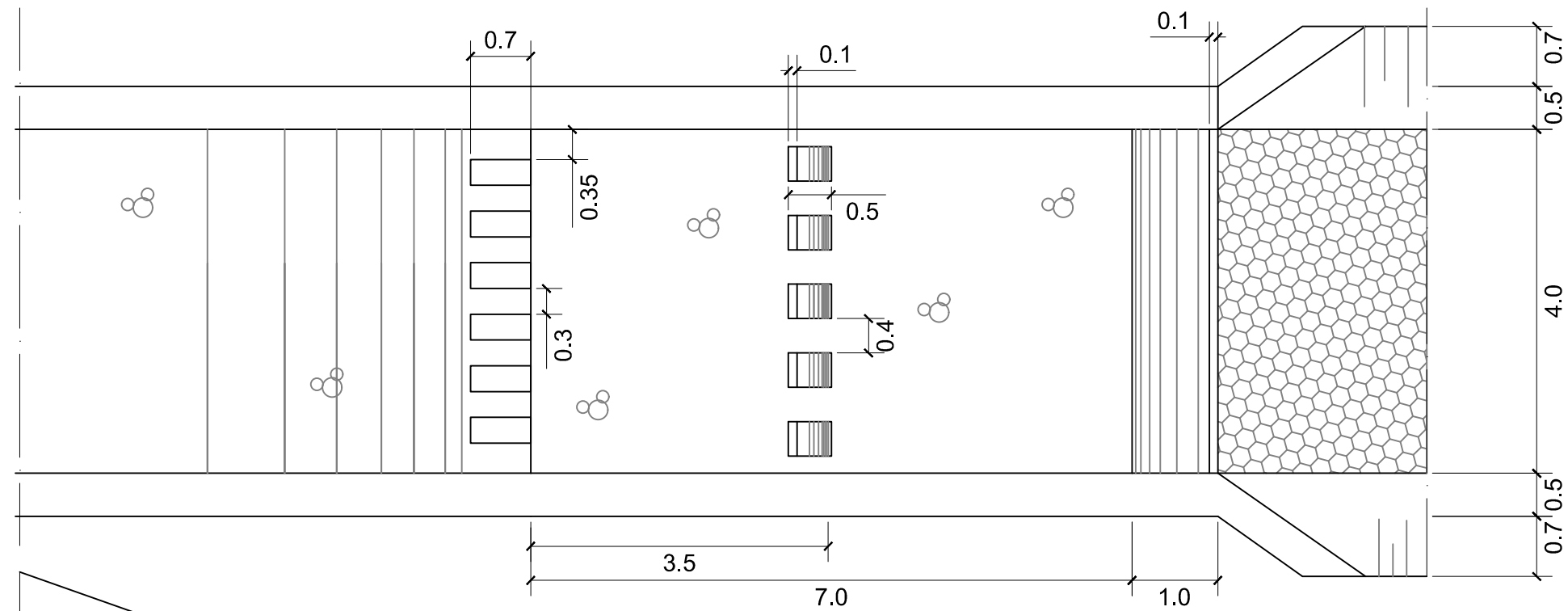
Dr.techn. Umboro
Lasminto,ST., MSc
Dr. Ir .Edijatno

MAHASISWA

Zakiyatun
Nafisah
3113100019

NO
LEMBAR

155



JURUSAN TEKNIK SIPIL

FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN
PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER

SURABAYA 2017

NAMA GAMBAR

Detail Kolam Olak

SKALA

1:100

DOSEN

Dr.techn. Umboro
Lasminto,ST., MSc
Dr. Ir .Edijatno

MAHASISWA

Zakiyatun
Nafisah
3113100019

NO
LEMBAR

156

BIODATA PENULIS



Penulis dilahirkan di Gresik, 04 Maret 1995, merupakan anak pertama dari tiga bersaudara pasangan Achmad Choirus Sholeh dan Nur Faizah. Penulis telah menempuh pendidikan formal di TK Sunan Prapen Gresik, TPQ Kramat Rahayu, MI Ma'arif Al-Hasani Gresik, MTs Ma'arif Sidomukti Gresik dan SMA N 1 Gresik. Pada tahun 2013 penulis melanjutkan pendidikan jenjang sarjanah di Departemen Teknik Sipil Institut Teknologi Sepuluh Nopember.

Penulis diterima sebagai mahasiswa di ITS melalui jalur SNMPTN dengan bantuan beasiswa BIDIKMISI dari DIKTI dan terdaftar sebagai mahasiswa ITS dengan NRP.3113100019. Di Departemen Teknik Sipil ini penulis mengambil bidang Hidroteknik untuk Tugas Akhir dikarenakan ketertarikan penulis terhadap bidang perencanaan bendungan. Bagi penulis merupakan suatu kebanggaan dapat menyelesaikan pendidikannya di ITS. Penulis berharap untuk selalu menjadi lebih baik lagi. Oleh sebab itu, bagi pembaca yang ingin berdiskusi, memberikan saran dan kritik dapat berkorespondensi dengan penulis melalui email zakiyatun.nafisah95@gmail.com